

ESTUDO PARCELAR DE FIABILIDADE ESTRUTURAL EM CIBRES AUTOLANÇÁVEIS COM OPS

TIAGO JORGE DIOGO DE SOUSA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Pedro Alvares Ribeiro Carmo Pacheco

Coorientador: Engenheiro Hugo Coelho

Coorientador: Engenheiro André Resende

JUNHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À Mónica, aos meus pais e à minha irmã.

A mente que se abre a uma nova ideia jamais voltará ao seu tamanho original.

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

A realização da presente dissertação envolveu, de forma direta e indireta, a contribuição de diversas pessoas às quais não posso deixar de mostrar a minha gratidão:

- Ao Professor Pedro Pacheco, por toda a disponibilidade, conhecimento e tempo entregues neste trabalho;
- Aos colaboradores da empresa BERD, destacando os Engenheiros Hugo Coelho, André Resende e Rute Silva, por toda a disponibilidade, paciência, dedicação e tempo, contribuindo de forma ativa para a conclusão deste trabalho;
- Ao Professor Abel Henriques (FEUP) e ao Professor Sílvia Velosa (UMa) pela ajuda nas áreas de probabilidade e estatística necessárias para o desenvolvimento desta dissertação;
- Ao corpo docente da Universidade da Madeira, bem como da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, destacando os docentes da Especialidade de Estrutura, por toda a disponibilidade em transmitir da melhor forma os seus conhecimentos;
- Aos meus amigos, por toda amizade, companheirismo e compreensão sempre reconfortantes;
- À minha família, bem como à da Mónica por proporcionarem um bem estar não só durante a vida académica, mas desde sempre;
- Por fim, e não menos importante, à Mónica, à minha irmã, Bárbara, e aos meus pais, por toda a paciência, compreensão, amizade, ajuda, boa disposição e afeto nesta e noutras fases da minha vida.

RESUMO

Neste trabalho procura-se compreender e apresentar os princípios fundamentais da fiabilidade estrutural aplicados a um sistema, o OPS (Pré-Esforço Orgânico). Estes fundamentos são análogos aos que os Eurocódigos se baseiam. No entanto, esta tecnologia tem as suas particularidades que não são abordadas pelos Eurocódigos.

Nesse sentido, apresentam-se os conceitos teóricos de probabilidade, bem como os métodos de análise de fiabilidade estrutural, permitindo assim caraterizar de forma correta a fiabilidade espetável numa estrutura particular.

De seguida, expõem-se os fundamentos inerentes aos fatores de segurança dos regulamentos e normas usados nos projetos de engenharia civil.

Por fim, aplicam-se estas noções a uma estrutura real, constituída por um cimbra autolanzável com OPS, utilizado para a construção de pontes e viadutos, através da comparação entre os dados teóricos do modelo de cálculo e dos dados de obra (situada em Bruges, na Bélgica, e a ser construída no decorrer deste trabalho). Visto que este documento é um estudo parcelar, o mesmo tem como intuito principiar o que poderá ser um estudo aprofundado sobre esta matéria aplicada a estruturas deste tipo.

PALAVRAS-CHAVE: Cimbres Autolanzáveis, OPS (Pré-Esforço Orgânico), Fiabilidade Estrutural, Índice de Fiabilidade e Segurança Estrutural.

ABSTRACT

The aim of this study is understanding and presenting the fundamental principles of the structural reliability applied to a system, in this case the OPS (Organic Prestressing System). These are the principals which Eurocodes base themselves. Although, this technology does have its particularities which are not studied by Eurocodes.

Thus, the theoretical concepts of probability are presented, as is the method of structural reliability, which permits to characterize the reliability expected in a particular type of structure.

Following this, the fundamentals that are inherent to safety factors applied on combinations of the actions on Standards used in Civil Engineering projects are exposed.

Lastly, these notions were applied to a real structure, which is being built using Movable Scaffolding System with OPS, through the comparison of the theoretical data from calculation model with the data of the construction (situated in Brugge, Belgium) and that is being executed during this study. As this is a partial investigation, the main is goal to start what may be a deeper investigation about this subject and structures of this type.

KEYWORDS: Movable Scaffolding System, OPS (Organic Prestressing System), Structural Reliability, Reliability Index and Structural Safety.

ÍNDICE GERAL

| | |
|--|-------|
| AGRADECIMENTOS | I |
| RESUMO | III |
| ABSTRACT | V |
| 1 INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1. ENQUADRAMENTO | 1 |
| 1.1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA DO OPS | 1 |
| 1.1.2. O OPS E A FIABILIDADE | 1 |
| 1.2. OBJETIVOS | 2 |
| 1.3. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO | 2 |
| 2 FIABILIDADE ESTRUTURAL | 5 |
| 2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA | 5 |
| 2.2. NOTA INTRODUTÓRIA | 6 |
| 2.3. TEORIA BÁSICA DE PROBABILIDADES | 6 |
| 2.3.1. DEFINIÇÃO DE PROBABILIDADE | 7 |
| 2.3.1.1. Definição Frequentista | 7 |
| 2.3.1.2. Definição Clássica | 8 |
| 2.3.1.3. Definição Bayesiana..... | 8 |
| 2.3.2. VARIÁVEIS ALEATÓRIAS | 9 |
| 2.3.3. PARÂMETROS BÁSICOS DE UMA VARIÁVEL ALEATÓRIA..... | 11 |
| 2.3.3.1. Valor Médio | 11 |
| 2.3.3.2. Variância | 11 |
| 2.3.3.3. Desvio Padrão | 11 |
| 2.3.3.4. Coeficiente de Variação | 12 |
| 2.3.3.5. Momentos..... | 12 |
| 2.3.4. PARÂMETROS DA AMOSTRA | 12 |
| 2.4. TEORIA DE FIABILIDADE ESTRUTURAL | 14 |
| 2.4.1. RISCO ESTRUTURAL | 14 |
| 2.4.2. INCERTEZAS | 16 |
| 2.4.3. DISTRIBUIÇÕES COMUNS DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS | 17 |

| | |
|--|-----------|
| 2.4.3.1. Distribuição Normal (Gaussiana)..... | 17 |
| 2.4.3.2. Distribuição Log-Normal | 18 |
| 2.4.3.3. Extremo Tipo I (Distribuição Gumbel) | 18 |
| 2.4.3.4. Extremo Tipo II (Frechet)..... | 19 |
| 2.4.3.5. Extremo Tipo III (Distribuição Weibull) | 19 |
| 2.4.3.6. Distribuição Gama | 20 |
| 2.5. CONSTRUÇÃO DO MODELO PROBABILÍSTICO..... | 21 |
| 2.5.1. SELEÇÃO DA FUNÇÃO DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE | 22 |
| 2.5.1.1. Teste de Kolmogorov-Smirnov modificado por Lilliefors, KS | 22 |
| 2.5.2. ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DA FUNÇÃO DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE | 24 |

3 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS..... 25

| | |
|--|-----------|
| 3.1. NOTA INTRODUTÓRIA..... | 25 |
| 3.2. ESTADOS LIMITES | 25 |
| 3.2.1. COEFICIENTES DE SEGURANÇA | 26 |
| 3.2.2. NÍVEIS DE PRECISÃO..... | 27 |
| 3.3. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA FUNDAMENTAL DE FIABILIDADE ESTRUTURAL | 28 |
| 3.3.1. FUNÇÃO ESTADO LIMITE E PROBABILIDADE FALHA | 29 |
| 3.4. ÍNDICE DE FIABILIDADE..... | 30 |

4 TECNOLOGIA DO PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO (OPS)..... 35

| | |
|--|-----------|
| 4.1. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA..... | 35 |
| 4.2. NOTA INTRODUTÓRIA..... | 38 |
| 4.3. CIMBRES AUTOLANÇÁVEIS COM OPS..... | 38 |
| 4.3.1. CIMBRES AUTOLANÇÁVEIS INFERIORES..... | 39 |
| 4.3.2. CIMBRES AUTOLANÇÁVEIS SUPERIORES | 39 |
| 4.3.3. EQUIPAMENTO | 40 |
| 4.3.3.1. Viga Principal..... | 41 |
| 4.3.3.2. Escoras e Selas de Desvio..... | 41 |
| 4.3.3.3. Ancoragens Orgânicas | 42 |
| 4.3.3.4. Sensores e Sistemas de controlo..... | 43 |
| 4.3.3.5. Cabos | 44 |
| 4.4. MODOS OPERACIONAIS DO OPS | 44 |

| | |
|--|--------|
| 4.5. VARIÁVEIS | 44 |
| 4.5.1. CURSO | 44 |
| 4.5.2. FLECHA | 45 |
| 4.5.3. Força OPS | 45 |
| 4.6. MÉTODO CONSTRUTIVO COM CIMBRE AUTOLANCÁVEL | 46 |
| 4.7. OUTRAS ESTRUTURAS COM OPS | 49 |
| 4.7.1. Silos e Reservatórios pré-esforçados | 49 |
| 4.7.2. Reabilitação de Pontes e Viadutos | 50 |
| 5 APLICAÇÃO AO CASO PRÁTICO | 51 |
| 5.1. CONTEXTUALIZAÇÃO | 51 |
| 5.2. MODELAÇÃO | 53 |
| 5.2.1. CARATERIZAÇÃO DO PROBLEMA | 53 |
| 5.2.2. RELAÇÃO CURSO FORÇA DO ATUADOR | 54 |
| 5.2.3. PARÂMETROS OPS | 55 |
| 5.3. ANÁLISE DO PROCESSO DE BETONAGEM | 56 |
| 5.3.1. ANÁLISE DA BETONAGEM DO VÃO 1 | 56 |
| 5.3.1.1. Curso Vão 1 | 60 |
| 5.3.1.2. Flecha Vão 1 | 61 |
| 5.3.1.3. Força Vão 1 | 63 |
| 5.3.2. ANÁLISE DA BETONAGEM DO VÃO CORRENTE | 63 |
| 5.3.2.1. Curso Vão Corrente | 66 |
| 5.3.2.2. Flecha Vão Corrente | 67 |
| 5.3.2.3. Força Vão Corrente | 68 |
| 5.4. ANÁLISE ESTATÍSTICA | 69 |
| 5.4.1. VARIÁVEL ESTATÍSTICA | 69 |
| 5.4.2. PARÂMETROS E FUNÇÃO DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE | 70 |
| 5.4.2.1. Cimbres Inferiores | 70 |
| 5.4.2.2. Cimbres Superiores | 72 |
| 5.5. AVALIAÇÃO DE FIABILIDADE | 74 |
| 5.5.1. ÍNDICE DE FIABILIDADE ALVO | 74 |
| 5.5.2. RISCO | 76 |
| 5.5.3. AVALIAÇÃO DA VARIÁVEL | 77 |

| | |
|---|-----------|
| 5.5.3.1. Fiabilidade dos Cimbres inferiores | 77 |
| 5.5.3.2. Fiabilidade dos Cimbres Superiores | 78 |
| 5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS | 79 |

| | |
|--|-----------|
| 6 CONCLUSÃO | 83 |
| 6.1. CONCLUSÕES | 83 |
| 6.2. ORIENTAÇÕES PARA FUTUROS DE DESENVOLVIMENTOS | 85 |

ÍNDICE DE ANEXOS

| | |
|---|------------|
| ANEXO A VALORES CRÍTICOS DO TESTE KOLMOGOROV-SMIRNOV MODIFICADO POR LILLIEFORS PARA TESTAR A NORMALIDADE | A.1 |
|---|------------|

| | |
|--|------------|
| ANEXO B ANÁLISE DA BETONAGEM DO VÃO 1 | B.3 |
| B.1. BETONAGEM VÃO 1 | B.3 |
| B.2. VÃO 1 – VIGA DIREITA | B.3 |
| B.3. VÃO 1 – VIGA ESQUERDA | B.5 |

| | |
|--|------------|
| ANEXO C ANÁLISE DA BETONAGEM DO VÃO 2 | C.9 |
| C.1. BETONAGEM VÃO 2 | C.9 |
| C.2. VÃO 2 – VIGA DIREITA | C.9 |
| C.3. VÃO 2 – VIGA ESQUERDA | C.11 |

| | |
|--|-------------|
| ANEXO D ANÁLISE DA BETONAGEM DO VÃO 3 | D.15 |
| D.1. BETONAGEM VÃO 3 | D.15 |
| D.1. VÃO 3 – VIGA DIREITA | D.15 |
| D.2. VÃO 2 – VIGA CENTRAL | D.17 |
| D.3. VÃO 2 – VIGA ESQUERDA | D.19 |

| | |
|--|-------------|
| ANEXO E ANÁLISE DA BETONAGEM DO VÃO 4 | E.23 |
| E.1. BETONAGEM VÃO 4 | E.23 |
| E.2. VÃO 4 – VIGA DIREITA | E.23 |
| E.3. VÃO 4 – VIGA CENTRAL | E.25 |
| E.4. VÃO 4 – VIGA ESQUERDA | E.27 |

| | |
|--|-------------|
| ANEXO F ANÁLISE DA BETONAGEM DO VÃO 5 | E.31 |
|--|-------------|

| | |
|--|-------------|
| F.1. BETONAGEM VÃO 5..... | E.31 |
| F.2. VÃO 5 – VIGA DIREITA | E.31 |
| F.3. VÃO 5 – VIGA CENTRAL..... | E.33 |
| F.4. VÃO 5 – VIGA ESQUERDA..... | E.35 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 – Código Hammurabi [3] | 5 |
| Figura 2.2 – Amostra e Evento (adaptado de [3]) | 7 |
| Figura 2.3 - Variáveis aleatórias [8] | 9 |
| Figura 2.4 – a) PDF - função massa de probabilidade (probabilidades individuais); b) CDF - função de distribuição acumulada (adaptado de [9]) | 10 |
| Figura 2.5 – a) PDF - função densidade de probabilidade; b) CDF função de distribuição acumulada (adaptado de [9]) | 10 |
| Figura 2.6 Principais causas dos acidentes [11] | 15 |
| Figura 2.7 – Classificação de incertezas (adaptado [3]) | 17 |
| Figura 2.8 – Construção de um modelo probabilístico (adaptado de [6]) | 22 |
| Figura 3.1 – Valor Característico das Ações e das Resistências [15] | 26 |
| Figura 3.2 - Métodos de fiabilidade segundo o Eurocódigo-0 [5] | 28 |
| Figura 3.3 – Funções Distribuição de Ação e Resistência [16] | 29 |
| Figura 3.4 – Ilustração de P_f | 30 |
| Figura 3.5 - Estado limite de Segurança (adaptado de [4]) | 31 |
| Figura 3.6 – Valores mínimos de índice de Fiabilidade, β [5] | 32 |
| Figura 3.7 – Definição das classes de acordo com a importância das consequências [5] | 32 |
| Figura 4.1 – Exemplo de uma estrutura em consola do Reino Mineral [1] | 35 |
| Figura 4.2 – Exemplo de uma estrutura do Reino Vegetal onde os esforços de tração são resistidos pelos esforços tangenciais presentes ao longo dos ramos das raízes [18]. | 36 |
| Figura 4.3 – Exemplo de estruturas do Reino Animal, em que a espinha dorsal pode ser equiparada a uma viga e os membros aos pilares; também é perceptível que a evolução animal permitiu aliviar os esforços de momento fletores dos membros pélvicos passando-os para os torácicos [18]. | 36 |
| Figura 4.4 - Comportamento de um braço humano durante a rotação da sua parte posterior no plano frontal; o osso funciona à compressão; o músculo aplica Pré-Esforço ao osso para este resistir às trações [18] | 37 |
| Figura 4.5 - Címbre inferior [24] | 39 |
| Figura 4.6 - Címbre superior [23] | 40 |
| Figura 4.7 – Esquema dos Equipamentos OPS [24] | 40 |
| Figura 4.8 – Esquema tipo do corte transversal do módulo extremo e do módulo central [1] | 41 |
| Figura 4.9 - Escora de Desvio [19] | 41 |
| Figura 4.10 – Selas de desvio [19] | 42 |
| Figura 4.11 – Ancoragem ativa e Ancoragem passiva [24] | 43 |

| | |
|--|----|
| Figura 4.12 – Detalhe do cilindro hidráulico (imagem fornecida pela BERD) | 43 |
| Figura 4.13 – Esquema de medição de pressão hidrostática [19]..... | 44 |
| Figura 4.14 - Sensor de posição linear (imagem fornecida pela BERD)..... | 45 |
| Figura 4.15 – Esquema para determinação da Força (imagem fornecida pela BERD) | 46 |
| Figura 4.16 – 2º Fase do processo de betonagem [25] | 47 |
| Figura 4.17 – 3º Fase do processo de betonagem [25] | 47 |
| Figura 4.18 – 4º Fase do processo de betonagem [25] | 47 |
| Figura 4.19 – 5º Fase do processo de betonagem [25]. | 48 |
| Figura 4.20 – Configurações da cofragem fechada ou aberta em cimbres inferiores (imagem fornecida pela BERD) | 48 |
| Figura 4.21 - Configurações da cofragem fechada ou aberta em cimbres superiores [20]..... | 48 |
| Figura 4.22 - Corte Longitudinal de um viaduto sobre uma estação de Metro [1]..... | 49 |
| Figura 4.23 - Esquema de aplicação de OPS em Silos pré-fabricados [1] | 49 |
| Figura 4.24 – Exemplo de ponte degradada – Ponte da Carvalha [26] | 50 |
| Figura 5.1 – Viaduto K32..... | 51 |
| Figura 5.2 – Secção transversal | 52 |
| Figura 5.3 – Cimbra Inferior e Escoras de Desvio | 53 |
| Figura 5.4 - Esquema de Modelação | 53 |
| Figura 5.5 - Relação Curso-Força da VC | 55 |
| Figura 5.6 – Esquema para se obter o a largura de influência do elemento metálico..... | 58 |
| Figura 5.7 - Fase de betonagem 1 - vão 1 | 58 |
| Figura 5.8 - Fase de betonagem 2 - vão 1 | 58 |
| Figura 5.9 - Fase de betonagem 3 - vão 1 | 59 |
| Figura 5.10 - Fase de betonagem 4 - vão 1 | 59 |
| Figura 5.11 - Curva do Curso da Viga Central (VC) em função do tempo – Vão 1 | 61 |
| Figura 5.12 – Curva da Flecha da VC em função do tempo – Vão 1 | 62 |
| Figura 5.13 - Curva da Força da VC em função do tempo – Vão 1 | 63 |
| Figura 5.14 – Fase de betonagem 1 - vão 2 | 64 |
| Figura 5.15 - Fase de betonagem 2 - vão 2..... | 65 |
| Figura 5.16 - Fase de betonagem 3 - vão 2..... | 65 |
| Figura 5.17 - Fase de betonagem 4 - vão 2..... | 65 |
| Figura 5.18 - Curva do Curso da VC em função do tempo – Vão 2..... | 67 |
| Figura 5.19 - Curva da Flecha da VC em função do tempo – Vão 2..... | 68 |
| Figura 5.20 - Curva da Força da VC em função do tempo – Vão 2 | 69 |

| | |
|---|----|
| Figura 5.21 – Histograma de ε para os cimbres inferiores | 71 |
| Figura 5.22 – Linha poligonal de ε dos cimbres inferiores e curva de Gauss (normal) | 72 |
| Figura 5.23 – Função distribuição empírica dos cimbres inferiores e função distribuição (modelo normal) | 72 |
| Figura 5.24 – Histograma de ε para os cimbres superiores | 73 |
| Figura 5.25 - Linha poligonal de ε dos cimbres inferiores e curva de Gauss (normal) | 74 |
| Figura 5.26 - Função distribuição empírica dos cimbres superiores e função distribuição (modelo normal) | 74 |
| Figura 5.27 – Esquema da determinação dos valores inferiores e superiores de ε^* | 76 |
| Figura 5.28 – Diagrama de Caixa das amostras dos cimbres inferiores (esquerda) e superiores (direita) | 80 |

ÍNDICE DE FIGURAS-ANEXO

| | |
|--|------|
| Figura B.1 - Curva do Curso da Viga VD em função do tempo – Vão 1 | B.4 |
| Figura B.2 - Curva do Flecha da Viga VD em função do tempo – Vão 1 | B.4 |
| Figura B.3 - Curva da Força da Viga VD em função do tempo – Vão 1 | B.5 |
| Figura B.4 - Curva do Curso da VE em função do tempo – Vão 1 | B.6 |
| Figura B.5 - Curva da Flecha da VE em função do tempo – Vão 1 | B.6 |
| Figura B.6 - Curva da Força da VE em função do tempo – Vão 1 | B.7 |
| Figura C.1 - Curva do Curso da VD em função do tempo – Vão 2 | C.10 |
| Figura C.2 - Curva da Flecha da VD em função do tempo – Vão 2 | C.10 |
| Figura C.3 - Curva da Força da VD em função do tempo – Vão 2 | C.11 |
| Figura C.4 - Curva do Curso da VE em função do tempo – Vão 2 | C.12 |
| Figura C.5 - Curva da Flecha da VE em função do tempo – Vão 2 | C.12 |
| Figura C.6 - Curva da Força da VE em função do tempo – Vão 2 | C.13 |
| Figura D.1 - Curva do Curso da VD em função do tempo – Vão 3 | D.16 |
| Figura D.2 - Curva da Flecha da VD em função do tempo – Vão 3 | D.16 |
| Figura D.3 - Curva da Força da VD em função do tempo – Vão 3 | D.17 |
| Figura D.4 - Curva do Curso da VC em função do tempo – Vão 3 | D.18 |
| Figura D.5 - Curva da Flecha da VC em função do tempo – Vão 3 | D.18 |
| Figura D.6 - Curva da Força da VC em função do tempo – Vão 3 | D.19 |
| Figura D.7 - Curva do Curso da VE em função do tempo – Vão 3 | D.20 |
| Figura D.8 - Curva da Flecha da VE em função do tempo – Vão 3 | D.20 |

| | |
|--|------|
| Figura D.9 - Curva da Força da VE em função do tempo – Vão 3..... | D.21 |
| Figura E.1 - Curva do Curso da VD em função do tempo – Vão 4..... | E.24 |
| Figura E.2 - Curva da Flecha da VD em função do tempo – Vão 4..... | E.24 |
| Figura E.3 - Curva da Força da VD em função do tempo – Vão 4 | E.25 |
| Figura E.4 - Curva do Curso da VC em função do tempo – Vão 4 | E.26 |
| Figura E.5 - Curva da Flecha da VC em função do tempo – Vão 4 | E.26 |
| Figura E.6 - Curva da Força da VC em função do tempo – Vão 4..... | E.27 |
| Figura - E.7 - Curva do Curso da VE em função do tempo – Vão 4 | E.28 |
| Figura E.8 - Curva da Flecha da VE em função do tempo – Vão 4 | E.28 |
| Figura E.9 - Curva da Força da VE em função do tempo – Vão 4..... | E.29 |

ÍNDICE DE QUADROS

| | |
|---|----|
| Quadro 4.1 – Correspondência funcional entre elementos da Biomecânica e elementos da Engenharia Estrutural [18] | 37 |
| Quadro 4.2 – Quadro resumo das diferenças entre OPS e Pré-Esforço-Convencional | 38 |
| Quadro 4.3 – Modos Operacionais do OPS | 44 |
| Quadro 5.1 Resumo das características dos viadutos..... | 51 |
| Quadro 5.2 – Variação da largura b_0 | 52 |
| Quadro 5.3 - Parâmetros OPS | 55 |
| Quadro 5.4 – Curso e Força da VE | 56 |
| Quadro 5.5 - Curso e Força da VC..... | 56 |
| Quadro 5.6 - Curso e Força da VD..... | 56 |
| Quadro 5.7 – Betonagem Faseada - vão 1 | 57 |
| Quadro 5.8 – Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da Viga Central (VC) - vão 1 | 59 |
| Quadro 5.9 – Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da Viga Central (VC) - vão 1 | 60 |
| Quadro 5.10 – Betonagem Faseada - vão 2 | 64 |
| Quadro 5.11 – Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da Viga Central (VC) - vão 2 | 66 |
| Quadro 5.12 – Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da Viga Central (VC) - vão 2 | 66 |
| Quadro 5.13 – Parâmetros de análise estatística dos cimbres inferiores | 71 |
| Quadro 5.14 – Parâmetros de análise estatística dos cimbres superiores..... | 73 |
| Quadro 5.15 – Correspondência da classe de fiabilidade com o índice de fiabilidade a adotar..... | 75 |
| Quadro 5.16 – Risco associado ao índice de fiabilidade | 76 |
| Quadro 5.17 – Variável ε^{*z} de acordo com o índice de fiabilidade | 77 |
| Quadro 5.18 – Variável ε^* não padronizada dos cimbres inferiores..... | 77 |
| Quadro 5.19 – Coeficientes de tendência segurança majorativos e minorativos dos cimbres inferiores | 78 |
| Quadro 5.20 - Variável ε^* não padronizada dos cimbres superiores | 78 |
| Quadro 5.21 - Coeficientes de tendência segurança majorativos e minorativos dos cimbres superiores | 78 |
| Quadro 5.22 – Valores a obter em obra (tendencialmente)..... | 81 |

ÍNDICE DE QUADROS-ANEXO

| | |
|--|-----|
| Quadro B.1 - Betonagem Faseada - vão 1 | B.3 |
|--|-----|

| | |
|--|------|
| Quadro B.2 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da Viga VD - vão 1..... | B.3 |
| Quadro B.3 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da Viga VD - vão 1..... | B.3 |
| Quadro B.4 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da Viga VE - vão 1 | B.5 |
| Quadro B.5 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da Viga VE - vão 1 | B.5 |
| Quadro C.1 - Betonagem Faseada - vão 2 | C.9 |
| Quadro C.2 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VD - vão 2 | C.9 |
| Quadro C.3 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VD - vão 2 | C.9 |
| Quadro C.4 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da Viga VE - vão 2 | C.11 |
| Quadro C.5 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da Viga VE - vão 2 | C.11 |
| Quadro D.1 - Betonagem Faseada - vão 3..... | D.15 |
| Quadro D.2 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VD - vão 3 | D.15 |
| Quadro D.3 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VD - vão 3 | D.15 |
| Quadro D.4 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VEC - vão 3..... | D.17 |
| Quadro D.5 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VC - vão 3..... | D.17 |
| Quadro D.6 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VE - vão 3..... | D.19 |
| Quadro D.7 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VE - vão 3..... | D.19 |
| Quadro E.1 - Betonagem Faseada - vão 4 | E.23 |
| Quadro E.2 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VD - vão 4 | E.23 |
| Quadro E.3 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VD - vão 4..... | E.23 |
| Quadro E.4 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VC - vão 4..... | E.25 |
| Quadro E.5 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VC - vão 4..... | E.25 |
| Quadro E.6 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VE - vão 4..... | E.27 |
| Quadro E.7 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VE - vão 4 | E.27 |
| Quadro F.1 - Betonagem Faseada - vão 1 | E.31 |
| Quadro F.2 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VD - vão 5..... | E.31 |
| Quadro F.3 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da Viga VD - vão 5 | E.31 |
| Quadro F.4 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VC - vão 5 | E.33 |
| Quadro F.5 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VC - vão 5 | E.33 |
| Quadro F.6 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VE - vão 5 | E.35 |
| Quadro F.7 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VE - vão 5 | E.35 |

SÍMBOLOS E ACRÓNIMOS

Alfabeto Latino

c – curtose ou coeficiente de achatamento da amostra

c_v – coeficiente de variação de uma variável

C_E – consequência de um acontecimento E

d^- - diferença inferior do teste de Kolmogorov-Smirnov

d^+ - diferença superior do teste de Kolmogorov-Smirnov

dh – variação da coluna do fluido

D^* - valor crítico associado a um grau de significancia do teste de Kolmogorov-Smirnov

D_{obd} – coeficiente de comparação do teste de Kolmogorov-Smirnov

$E(X^n)$ – valor expectável de ordem n da variável X

FVo – valor das Forças em Obra

FV_T - valor das Forças Teórico

f_X – função distribuição de probabilidade

F_X – função distribuição acumulada

$g(x)$ – função de estado limite

g – constante gravitacional

k – parâmetro de cálculos das funções de distribuição de probabilidade (Extremo tipo II e III e Gama)

L_i – frequência acumulada de um valor do teste de Kolmogorov-Smirnov

n_A – número de maneiras igualmente prováveis de uma experiencia, A, ocorrer

n_{exp} – número total de experiencias

n_{tot} – número total de maneiras igualmente prováveis de ocorrer uma experiencia

N_A – número de experiências que ocorre o acontecimento A

OP_0 – força de pré-esforço de posicionamento do sistema OPS

OP_p - força de pré-esforço passiva do sistema OPS

OP_a - força de pré-esforço de ativa do sistema OPS

OPS - força de pré-esforço Orgânico

p – pressão do fluido existe na ancoragens orgânica

$P(E)$ – probabilidade de ocorrer um acontecimento E

P_f – Probabilidade de falha

P_s – Probabilidade de sobrevivência

q – quantil

r_i – frequência de um valor do teste de Kolmogorov-Smirnov

R – representa uma grandeza de resistência

R_A – risco associado a um acontecimento A

R_d – valor de cálculo ou de dimensionamento da grandeza de resistência

s_x – desvio padrão da amostra

S - representa uma grandeza de ação

S_d – valor de cálculo ou de dimensionamento da grandeza de ação

u - parâmetro de cálculos das funções de distribuição de probabilidade (Extremo tipo I, II e III)

VC – viga central da análise do Cembre Autolanzável

VD - viga da direita da análise do Cembre Autolanzável

VE - viga da esquerda da análise do Cembre Autolanzável

w - parâmetro de cálculos das funções de distribuição de probabilidade (Extremo tipo III)

\bar{x} – valor médio da função da amostra

x' - dados reduzidos do teste de Kolmogorov-Smirnov

X – variável aleatória

X^* - valor da variável aleatória encontrada, através de um índice de fiabilidade dado

Z – variável aleatória X na forma padrão

Alfabeto Grego

γ^*_{maj} – coeficiente de tendência de segurança majorativo

γ^*_{min} - coeficiente de tendência de segurança minorativo

α – grau de significância do teste de Kolmogorov-Smirnov

β – índice de fiabilidade

β_n – índice de fiabilidade para um período de referencia de n anos

β^T – índice de fiabilidade alvo

$\Gamma(k)$ – função gama

Δp – variação de pressão do fluido do equipamento de medição

ε – valor da variável aleatória de análise (diferença relativa entre o valor das Forças Teóricas e em Obra)

ε' - valor da variável aleatória de análise (diferença absoluta entre o valor das Forças Teóricas e em Obra)

ε^* - valor da variável aleatória de análise (diferença relativa entre o valor das Forças Teóricas e em Obra), de acordo um índice de fiabilidade dado ou alvo

ε^*_{sup} – valor superior da variável aleatória de análise (diferença relativa entre o valor das Forças Teóricas e em Obra), de acordo um índice de fiabilidade dado ou alvo

ε_{inf}^* - valor inferior da variável aleatória de análise (diferença relativa entre o valor das Forças Teóricas e em Obra), de acordo um índice de fiabilidade dado ou alvo

ε^X - valor da variável aleatória não padronizada de análise (diferença relativa entre o valor das Forças Teóricas e em Obra), de acordo um índice de fiabilidade dado ou alvo

ε^Z - valor da variável aleatória padronizada de análise (diferença relativa entre o valor das Forças Teóricas e em Obra), de acordo um índice de fiabilidade dado ou alvo

η - coeficiente de assimetria da amostra

λ – parâmetro de cálculos das funções de distribuição de probabilidade (Gama)

μ_x – valor médio de uma variável

ξ – parâmetro de cálculos das funções de distribuição de probabilidade (Extremo tipo I)

ρ – pressão do fluido existe no equipamento de medição

σ_x – desvio padrão variação de uma variável

σ_c – erro padrão do coeficiente de achatamento ou curtose

σ_η – erro padrão do coeficiente de assimetria

σ_x^2 - variancia de variação de uma variável

Φ^{-1} – função inversa da distribuição normal

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

1.1.1.CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA DO OPS

Ao analisar a Natureza podem-se identificar “obras de arte” extraordinariamente concebidas sem intervenção humana. De facto, desde os primórdios que o Homem consegue identificar tais obras de arte e procura imitá-las. Isso resultou numa forma empírica de aprender através da observação, tornando-se num passo importante para o desenvolvimento das civilizações e, posteriormente, das ciências.

Tal conhecimento foi organizando-se progressivamente dentro das civilizações convertendo-se numa aprendizagem empírica com poucos fundamentos teóricos, mas, apesar disso, capaz de gerar regras de aplicação.

No final/início da década de 60/70 do século XX o professor McNeill Alexander começou a estudar a biomecânica do Reino Animal. O início desse estudo permitiu compreender a Natureza animal como um sistema orgânico composto por bioelementos (osso, cartilagens articulares, ligamentos e sistemas musculares) [1].

Paralelamente a estes estudos, Zuk, Abdel-Rohman e Leipholz desenvolveram teorias de controlo com o intuito de minimizar as ações dinâmicas através de atuadores – Sistemas de Controlo Ativo. É importante mencionar que estes sistemas tiveram como mentores Freyssinet e Zetlin, que expectavam melhorar o comportamento de estruturas através de cabos ativos [1].

O conhecimento prosseguiu, evoluiu e consolidou-se até que em 1998, após alguns anos de estudo, o Professor Pedro Pacheco decidiu, com a supervisão do Professor Adão da Afonseca, aplicar o conhecimento multidisciplinar, adquirido ao longo do seu trajeto académico em Engenharia Civil, num sistema de controlo ativo, idêntico aos que são conhecidos no Reino Animal – os músculos. O Professor Pedro Pacheco chamou-lhe de Sistema de Pré-Esforço Orgânico (Organic Prestressing System) – OPS.

Os materiais, a tecnologia e a ciência desenvolveram-se e em 2005 este método foi implementado à escala real, aquando da construção de uma ponte no norte de Portugal, a Ponte do Rio Sousa (690 metros de comprimento). O abstrato tornava-se numa realidade!

1.1.2.O OPS E A FIABILIDADE

As estruturas com recurso ao sistema OPS são recente, quando comparado com estruturas convencionais. Aliado a isto, este sistema está repleto de complexidades, nas quais muitas delas são distintas de outras estruturas, o que torna o seu dimensionamento laborioso e algo diferente. Por estes

motivos, as estruturas com o sistema OPS carecem ainda de um estudo aprofundado de segurança e fiabilidade.

Visto que passaram cerca de duas décadas desde a idealização desta tecnologia e dez anos desde o início da utilização de estruturas com OPS, este será o momento mais pertinente para se elaborar um estudo de fiabilidade e, por sua vez, inferir os seus níveis de segurança. O campo amostral é hoje significativo e o sistema apresenta suficiente maturidade tecnológica e construtiva.

1.2. OBJETIVOS

A finalidade deste trabalho é tentar compreender de que modo é que estruturas complexas, como os cimbres autolanzáveis com OPS, que nele incorporam diferentes componentes mecânicos e hidráulicos, sujeitos a diferentes configurações de esforços (durante o processo de betonagem), podem apresentar níveis de segurança aceitáveis, através de um estudo de fiabilidade.

Na verdade, o sucesso, ao nível da segurança, deste sistema está intrinsecamente dependente de questões operacionais e é afetado nocivamente pelo facto de os regulamentos e normas existentes especificarem apenas os sistemas com pré-esforço convencional. Por outras palavras, as normas específicas atuais carecem de especificações para estruturas com tecnologias como o OPS, o que implica uma reformulação de procedimentos de dimensionamento por parte dos engenheiros projetistas.

Esses procedimentos foram evocados na altura do estudo deste sistema, onde foram implementadas certas medidas prescritivas para as diferentes fases de uma estrutura: projeto, construção e manutenção (serviço) [1]. Além disso, outros estudos de sensibilidade foram sido feitos.

O objetivo deste documento é então iniciar um estudo de fiabilidade para que no futuro se estabeleçam regras de dimensionamento de cimbres autolanzáveis com OPS, através de técnicas de fiabilidade, tais como os usados nos regulamentos e normas convencionais (como os Eurocódigos), consolidando-as com estudos específicos, de maneira a que, a probabilidade de falha seja adequada.

Em suma, a ideia deste documento é responder à questão: Será que o sistema OPS em cimbres autolanzáveis assegura níveis de fiabilidade adequados?

1.3. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO

Para além deste capítulo introdutório, o documento está organizado em 5 capítulos, identificando-se duas fases distintas. A primeira fase consiste numa apresentação dos fundamentos teóricos, nos capítulos 2, 3 e 4. A segunda fase consiste na aplicação dos conceitos estudados a um projeto real, no capítulo 5.

De seguida faz-se uma apresentação sucinta de cada capítulo:

- *Capítulo 2 – Fiabilidade Estrutural:* serão apresentados os fundamentos da fiabilidade estrutural, como a Teoria Básica de Probabilidade e a Teoria da Fiabilidade Estrutural. Na primeira serão explicitados os conceitos de probabilidade, de variáveis aleatória e seus parâmetros. Na Teoria de Fiabilidade serão explicadas a importância das incertezas e as funções usuais na caracterização de um problema de fiabilidade.
- *Capítulo 3 – Avaliação da Segurança de Estruturas:* serão apresentados os conceitos básicos inerentes nos Eurocódigos, como os Estados Limites, os coeficientes de segurança e os índices de fiabilidade.

- *Capítulo 4 – Tecnologia do Pré-Esforço Orgânico (OPS):* será apresentada a tecnologia OPS usada normalmente na construção de pontes com recurso a cimbres autolançáveis inferiores e superiores, bem como o seu percurso histórico. Serão ainda caracterizados os vários equipamentos e as variáveis constituintes deste sistema.
- *Capítulo 5 – Aplicação ao caso prático:* aplicar-se-ão os métodos de análise de fiabilidade a uma estrutura em construção com o sistema OPS, cujos resultados serão comparados com os resultados do modelo de cálculo numérico e aplicar medidas para garantir os níveis de segurança e índices de fiabilidade esperados neste tipo de estruturas.
- *Capítulo 6 – Conclusão:* serão apresentadas as conclusões globais da análise, bem como aspetos passíveis de aprofundamento no futuro.

2 FIABILIDADE ESTRUTURAL

2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA

O propósito da engenharia estrutural é desenvolver projetos que cumpram os vários requisitos normativos, garantindo índices de fiabilidade estrutural, conscientes de que estes são concebidos perante fenómenos de incerteza intrínsecos ao processo de dimensionamento [2].

Desde a Idade Antiga o Homem se preocupou em documentar regras. Na Mesopotâmia, em 1750 a.C., onde esta filosofia foi instituída pelo Rei da Babilónia, Hammurabi, que gravou numa pedra um conjunto de regras (preservada até ao dia de hoje no Museu do Louvre, em Paris), incluindo nela artigos orientadores para a sociedade (figura abaixo).

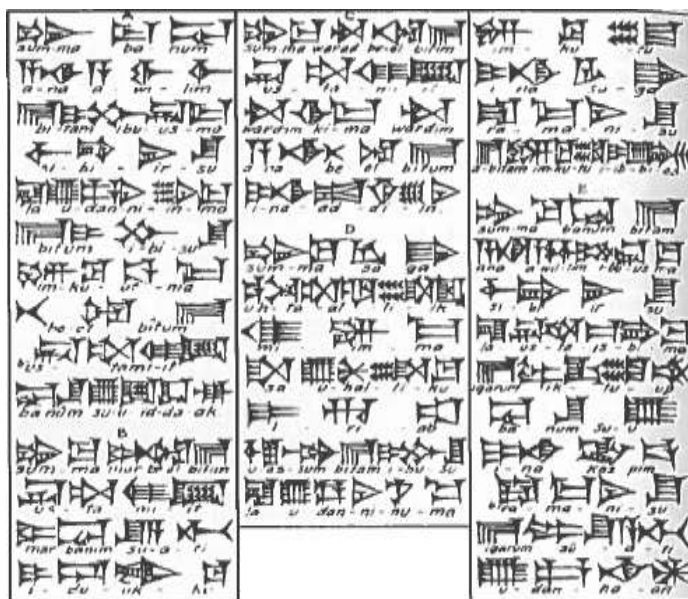


Figura 2.1 – Código Hammurabi [3]

Para além de conter “normas de construção”, nesta pedra continha ainda disposições sobre as consequências que adviriam se algo não corresse como estabelecido [3]. É possível perceber que os conhecimentos eram baseados em conhecimentos empíricos, dependentes da experiência e da intuição do Homem [4].

Com a melhor compreensão da natureza e através de leis matemáticas, conseguiu-se, cada vez mais, conceber estruturas com maiores níveis de exigência estrutural, subsistindo, ainda assim, certos graus de desconhecimento e, por consequência, certos graus de risco de eventual rotura.

Foi já no século XX, em virtude do início da construção metálica e da evolução das teorias de Resistência dos Materiais [4], que se desenvolveram modelos matemáticos de segurança estrutural da autoria de Mayer (1936), Streletskii (1947) e Wierzbicki (1936) [3].

Estes modelos permitiram perceber que as cargas e as resistências, inerentes ao método de cálculo de estruturas, eram parâmetros aleatórios, com uma probabilidade de falha. A falha não é apenas quando acontece o colapso da estrutura, mas também quando não são devidamente asseguradas as funcionalidades admitidas na conceção, ou seja, a probabilidade de ultrapassar um certo nível de desempenho. O contrário de probabilidade de falha ou o seu complemento designa-se por Probabilidade de Sobrevivência [5].

Na década de cinquenta, Freudental prosseguiu com o estudo, formulando expressões iterativas, numa época em que os cálculos eram feitos sem o auxílio de computadores, o que tornava o processo moroso e, de certa forma, inexecutável [3]. A análise de fiabilidade tornou-se aplicável na década seguinte, com o contributo de vários autores (sendo os pioneiros Cornell e Lind), introduzindo os índices de fiabilidade [3].

Os estudos prosseguiram e muitos documentos/teorias foram publicados(as). Decidiu-se reunir toda a informação de forma a uniformizar o dimensionamento e conceção das estruturas. Construíram-se os códigos normativos (como exemplo: Eurocódigos, AASHTO, entre outros) suportados por teorias de fiabilidade considerando as incertezas de forma probabilística, garantindo índices mínimos de fiabilidade e por consequência a sua segurança.

2.2. NOTA INTRODUTÓRIA

O conceito de fiabilidade está associado normalmente ao comportamento de sistemas mecânicos ou elétricos. É comum dizer-se que um sistema é fiável porque, permite realizar a sua função durante um longo período, sem necessitar de qualquer intervenção.

Quando extrapolamos este conceito para a fiabilidade estrutural, o mesmo desvanece, porque a rotura de uma estrutura não ocorre em serviço, em situações ditas normais. Para ocorrer a rotura é necessário que as solicitações sejam extraordinariamente elevadas e/ou a resistência da estrutura seja anormalmente baixa [2].

Pode então caracterizar-se a fiabilidade estrutural como a probabilidade modelada (aceitável para a sociedade) de uma estrutura cumprir, com segurança, a função para a qual foi idealizada [2], durante um determinado tempo e determinado ambiente.

2.3. TEORIA BÁSICA DE PROBABILIDADES

Na teoria de probabilidade o universo ou espaço amostral é definido como o conjunto de todos os resultados possíveis. Estes podem ser finitos (lançamento de dados) ou infinitos (escolher um número qualquer).

O acontecimento ou evento é designado como um subconjunto do universo amostral (Figura 2.2).

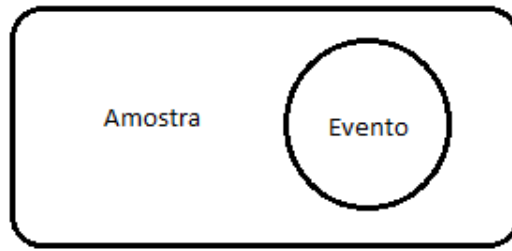


Figura 2.2 – Amostra e Evento (adaptado de [3])

Cada evento tem associada uma probabilidade que, de acordo com o axioma 1 (equação 2.1, a seguir), é um número entre zero e um, valendo um para o próprio universo e zero para um acontecimento impossível.

2.3.1.DEFINIÇÃO DE PROBABILIDADE

O desígnio da teoria da probabilidade é permitir avaliar de forma quantitativa a probabilidade de ocorrer um certo acontecimento, contextualizado numa situação. A interpretação do resultado depende de pessoa para pessoa [6]. Ou seja, o resultado não tem um valor determinístico, está subordinado ao avaliador.

A teoria clássica de probabilidades é alicerçada nos seguintes axiomas, onde E representa um acontecimento e Ω representa o universo amostral [3]:

- Axioma 1:

$$0 \leq P(E) \leq 1 \quad (2.1)$$

- Axioma 2:

$$P(\Omega) = 1 \quad (2.2)$$

- Axioma 3:

$$P\left(\bigcup_{i=1}^n E_i\right) = \sum_{i=1}^n P(E_i) \quad (2.3)$$

2.3.1.1.Definição Frequentista

A definição frequentista de probabilidade é tipicamente interpretada como a probabilidade experimentalista. Nesta análise, a probabilidade $P(A)$ é simplesmente a razão entre a frequência da ocorrência de um evento A e o número total de observações [6]:

$$P(A) = \lim_{n_{exp} \rightarrow \infty} \frac{N_A}{n_{exp}}, \quad (2.4)$$

onde, $n_{exp} \rightarrow \infty$ (número total de experiencias). N_A é o número de experiências que ocorre o acontecimento A

2.3.1.2. Definição Clássica

Esta definição foi fundamentada por Pascal e Fermat, cujo objetivo era aplicar a teoria de probabilidades aos jogos de cartas e de dados. A probabilidade de ocorrer um evento A pode formular-se como [6]:

$$P(A) = \frac{n_A}{n_{tot}} \quad (2.5)$$

onde, n_A corresponde ao número de maneiras igualmente prováveis de uma experiencia, A, ocorrer. n_{tot} é o número total de maneiras igualmente prováveis de ocorrer uma experiencia

As diferenças entre esta definição e a anterior são [6]:

- A definição clássica permite avaliar probabilidades sem fazer previamente observações (ou apenas com base num número reduzido de observações).
- A definição clássica requer que se consiga decompor o universo em eventos equiprováveis.

2.3.1.3. Definição Bayesiana

Segundo Bayes, a probabilidade do evento A é formulada pelo grau de crença de que ocorrerá o acontecimento A e é uma consequência simples do conceito de probabilidade condicional [7]:

$$P(A) = \text{grau de crença que A ocorre} \quad (2.6)$$

Pode perceber-se que a definição probabilística de Bayes requer uma interpretação de cada um e é influenciada pelas suas experiências, perícias e preferências. Ou seja, este tipo de análise é subjetiva, inferindo uma dependência destas variáveis ao avaliador. Isto faz com que duas pessoas diferentes avaliem a probabilidade de um evento de maneira diferente [6].

A interpretação estatística bayesiana de probabilidade inclui a análise frequentista e a análise clássica, no sentido em que as probabilidades são baseadas nas experiências anteriores (frequentista), bem como de algumas propriedades da análise clássica [6].

As análises atuais de fiabilidade estrutural são baseadas no modelo de Bayes, onde o grau de liberdade na avaliação não chega a ser muito extensivo; para tal é necessário que os elementos subjetivos sejam estabelecidos antes da observação da amostra [6].

2.3.2. VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

Como foi referido anteriormente, os acontecimentos na engenharia são de uma maneira geral, imprevisíveis.

Nesse sentido, para representar um problema deste tipo utilizam-se variáveis aleatórias, que conceptualmente são designadas como um valor que associa a cada resultado de uma experiência um número, um par de números ou uma família extensa de números. A estes relacionam-se, correspondentemente, a variável aleatória unidimensional, a variável aleatória bidimensional ou a variável aleatória multidimensional [4]. Neste trabalho usar-se-á apenas o tipo unidimensional.

O conjunto destes valores denomina-se de universo amostral ou espaço amostral.

Tal como sugere a imagem seguinte, as variáveis aleatórias podem ser classificadas em duas categorias, qualitativas e quantitativas. Dentro das variáveis aleatórias quantitativas existem as discretas e as contínuas. Na maioria dos problemas consideram-se as variáveis como variáveis aleatórias quantitativas contínuas.

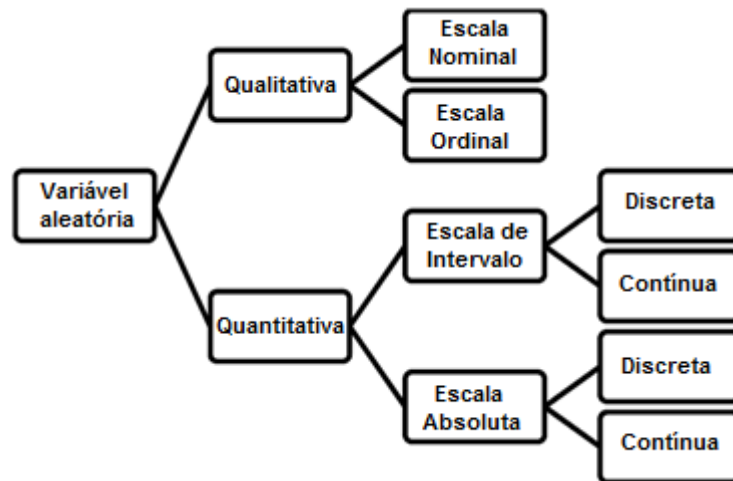


Figura 2.3 - Variáveis aleatórias [8]

Nos problemas de fiabilidade, algumas grandezas são naturalmente imprevisíveis (variáveis aleatórias), associando-se então uma distribuição de probabilidade de ocorrência aos seus valores possíveis. [4].

A distribuição de uma variável aleatória pode ser caracterizada através da sua função de distribuição acumulada (sigla inglesa “df” ou “cdf”), ou de outras funções diretamente relacionadas com esta, tais como a função densidade de probabilidade (“pdf”). Como se descreveu anteriormente, as variáveis aleatórias podem ser de dois tipos: discretas (quando assumem valores contáveis - Figura 2.4) ou contínuas (quando assumem valores pertencentes a um intervalo - Figura 2.5). Neste trabalho, serão utilizadas apenas as variáveis aleatórias contínuas [3].

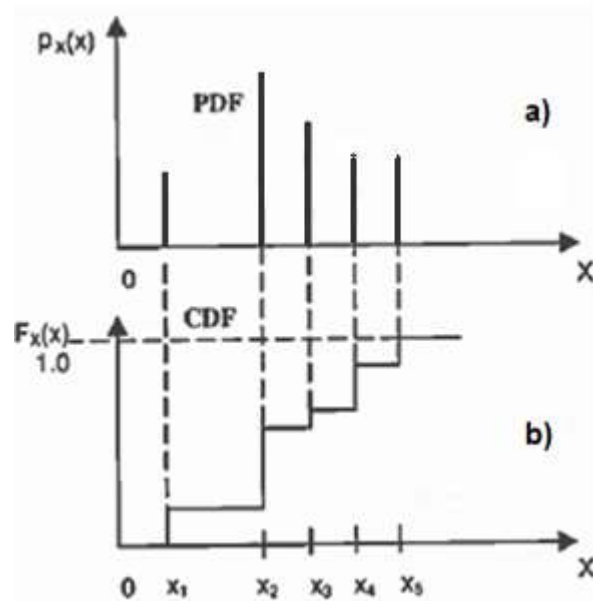


Figura 2.4 – a) PDF - função massa de probabilidade (probabilidades individuais); b) CDF - função de distribuição acumulada (adaptado de [9])

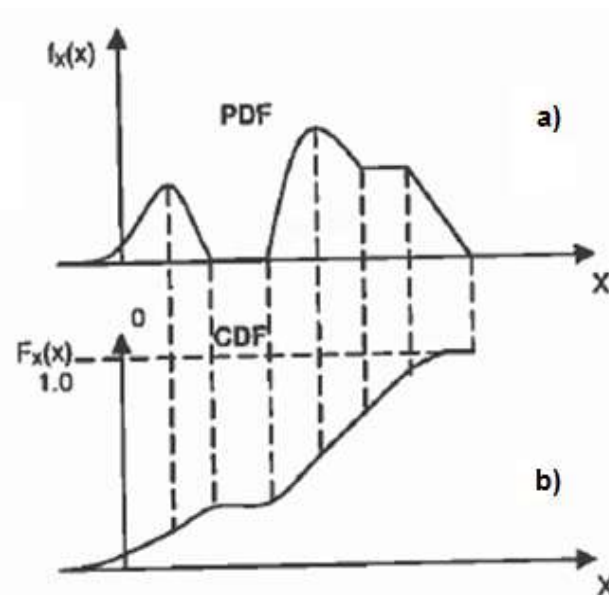


Figura 2.5 – a) PDF - função densidade de probabilidade; b) CDF função de distribuição acumulada (adaptado de [9])

A função de distribuição de uma variável aleatória X define-se como:

$$F_X(x) = P[X < x] \quad (2.7)$$

Uma variável aleatória diz-se absolutamente contínua quando existe uma função f_X cujo integral é a função de distribuição.

$$F_X(x) = P[X < x] = \int_{-\infty}^x f_X(x) dx \quad (2.8)$$

Neste caso a função integranda f_X , chamada função densidade de probabilidade de X , é a derivada da função de distribuição F_X .

2.3.3. PARÂMETROS BÁSICOS DE UMA VARIÁVEL ALEATÓRIA

Considere-se uma variável aleatória X . Embora o seu valor seja incerto, existem parâmetros que auxiliam a descrever matematicamente as suas propriedades [3].

2.3.3.1. Valor Médio

O valor médio de X , μ_X , também denominado por esperança matemática ou momento de primeira ordem simples, é o valor expectável de X , $E(X)$:

$$\mu_X = E(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_X(x) dx \quad (2.9)$$

2.3.3.2. Variância

A variância de X , σ_X^2 , é definida como o valor expectável de $(X - \mu_X)^2$ e indica o afastamento em relação ao valor médio.

$$\sigma_X^2 = \text{Var}(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_X)^2 f_X(x) dx \quad (2.10)$$

2.3.3.3. Desvio Padrão

O desvio padrão de X , σ_X , é definido como a raiz quadrada do valor positivo da variância, σ_X^2 , e é também uma medida de dispersão que indica a dispersão em relação ao valor médio.

$$\sigma_X = \sqrt{\sigma_X^2} \quad (2.11)$$

Por convenção, o desvio padrão é sempre positivo

2.3.3.4. Coeficiente de Variação

É um coeficiente adimensional, c_v , e é definido pela razão entre o desvio padrão, σ_x , e o valor médio, μ_x ; e é, à semelhança do desvio padrão e da variância, uma medida de dispersão que indica a precisão das variáveis aleatórias. Representa o desvio padrão expresso em percentagem em relação à média.

$$c_v = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (2.12)$$

Este parâmetro é, normalmente, assumido por convenção positivo, apesar do valor médio ser por vezes um valor negativo.

2.3.3.5. Momentos

Seja uma variável aleatória X , é possível determinar o seu valor expectável X^n . Esse é designado por enésimo momento de X .

$$E(X^n) = \int_{-\infty}^{+\infty} x^n f_X(x) dx \quad (2.13)$$

O enésimo momento em torno do valor médio, μ_x , é definido como sendo $E((X-\mu)^n)$ e é denominado de enésimo momento central.

Pelo exposto, pode-se observar pela equação 2.9 que o valor central é o momento de primeira ordem e pela equação 2.10 percebe-se que a variância é o momento central de segunda ordem.

O valor médio (equação 2.9), a variância (equação 2.10) e o momento de segunda ordem da variável aleatória X , $E(X^2)$, relacionam-se como se pode verificar na equação seguinte:

$$\sigma_x^2 = E(X^2) - \mu_x^2 \quad (2.14)$$

2.3.4. PARÂMETROS DA AMOSTRA

Os parâmetros descritos no subcapítulo 2.3.3 são propriedades teóricas de uma variável aleatória, pois elas são calculadas conhecendo a distribuição de probabilidades. Em muitas aplicações práticas, não se sabe qual a distribuição que melhor se aplica à variável; nesses casos, é necessário estimar certos parâmetros recorrendo aos dados da amostra [3].

Se (x_1, x_2, \dots, x_n) for um conjunto de n observações de uma variável aleatória X , então o valor médio real, μ_X , pode ser obtido, de forma aproximada, pela média da amostra (equação 2.15):

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (2.15)$$

Existem outras medidas de tendência central além da supramencionada, igualmente úteis, tais como: mediana e a moda.

O valor real do desvio padrão, σ_X , pode ser conseguido, aproximadamente, pelo desvio padrão da amostra (equação 2.16).

$$s_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad (2.16)$$

É muito comum, em probabilidade e na fiabilidade estrutural, fazer-se uma mudança de variável de maneira que os dados fiquem numa escala padrão. A forma padrão, ou reduzida, de uma variável x é definida como:

$$z(\text{ou } x^*) = \frac{x - \bar{x}}{s_x} \quad (2.17)$$

Uma variável reduzida tem média nula, variância e desvio padrão unitários, e é adimensional (não tem unidades).

Pode ainda calcular-se outros parâmetros que poderão ter alguma importância na caracterização da forma da distribuição da variável, como é o caso do coeficiente de assimetria η , que mede o grau de assimetria e é proporcional ao momento central reduzido empírico de terceira ordem (momento empírico de terceira ordem da variável reduzida z),

$$\eta = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i - \bar{x}}{s} \right)^3 \quad (2.18)$$

Em amostras aleatórias suficientemente grandes, o sinal de η será positivo, negativo ou nulo, respetivamente, consoante a variável observada tenha assimetria positiva (cauda direita mais longa ou fina que a esquerda), assimetria negativa (cauda esquerda mais longa ou fina), ou seja simétrica (com caudas iguais à volta de uma abcissa central, como é o caso da normal). A mediana e média é maior ou menor consoante a assimetria é negativa ou positiva. Então se:

- O valor de η for positivo – moda < mediana < média

- O valor de η for negativo – moda > mediana > média

A incerteza deste coeficiente pode ser avaliada pelo seu erro padrão em amostras normais,

$$\sigma_{\eta} = \sqrt{\frac{6n \cdot (n - 1)}{(n + 3) \cdot (n + 1) \cdot (n - 2)}} \quad (2.19)$$

Outro parâmetro com interesse é o coeficiente de curtose c , uma transformação linear do momento central reduzido de quarta ordem,

$$c = a_n \sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i - \bar{x}}{s} \right)^4 + b_n \quad (2.20)$$

As constantes de ajustamento a_n e b_n costumam ser escolhidas de forma a tornar c um estimador centrado em amostras aleatórias normais.

A curtose é definida de modo a refletir a proporção de valores extremos numa distribuição, em comparação com a normal. Para dados normais, é próxima de zero. É positiva em distribuições com mais valores extremos que a normal em ambas as caudas, e portanto com caudas mais longas e um pico mais pontiagudo no centro (distribuições leptocúrticas, ou *heavy-tailed*). É negativa em distribuições com menos valores extremos que a normal em ambas as caudas, e portanto com caudas mais curtas e um pico menos pronunciado no centro (distribuições platicúrticas, ou *light-tailed*).

A incerteza deste coeficiente pode também ser avaliada pelo seu erro padrão em amostras normais,

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{24n \cdot (n - 1)^2}{(n + 5) \cdot (n + 3) \cdot (n - 2) \cdot (n - 3)}} \quad (2.21)$$

2.4. TEORIA DE FIABILIDADE ESTRUTURAL

O objeto de estudo da teoria de fiabilidade é tratar as incertezas que envolvem um projeto de estruturas para que a probabilidade de colapso fique compreendida num intervalo aceitável (grau de confiança). De facto, e como é compreensível, não se pode afirmar, de forma absoluta, que certo elemento estrutural não colapsa. Por outras palavras, uma vez que um projeto trata variáveis aleatórias (intensidade da ação, características resistentes dos materiais, posições das cargas, etc.) é sempre necessário admitir algum risco no processo [10].

2.4.1. RISCO ESTRUTURAL

Um dos papéis do engenheiro projetista é compreender o risco associado ao projeto em causa e quais as possíveis consequências em caso de alguma anomalia [6], tais como:

- Perda de vidas;
- Colapso estrutural;
- Custos elevados;
- Danos irreversíveis no meio ambiente.

De seguida, na Figura 2.6 são apresentadas as principais causas de falhas e erros no exercício da engenharia civil. Pode perceber-se que a ignorância e conhecimento insuficiente são grande parte das causas das falhas e erros; são seguidos da subestimação dos efeitos, esquecimento, transferência de responsabilidade e falta de conhecimento sobre o assunto [11].

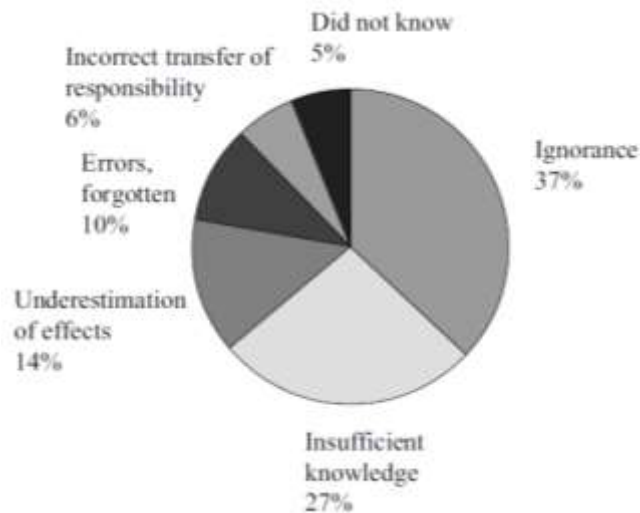


Figura 2.6 Principais causas dos acidentes [11]

Isto significa que o engenheiro de projeto deve ser capaz de desenvolver formas de reduzir o risco até que este tome valores considerados plausíveis e assim classificar e tomar decisões de forma consciente.

De acordo com Ferry Borges e Castanheta, o risco é descrito como a expectativa de um acidente ocorrer causado pelo comportamento estrutural e por fenómenos naturais; incluindo-se, neste último, os fenómenos naturais causados pelo Homem (por exemplo: construir um túnel e consequentemente haver uma derrocada. Apesar de ser considerado um fenómeno natural, não deixa de ter intervenção humana). Ou seja, o risco é a expectativa de ocorrer um acidente, e é quantificável pela seguinte expressão [2]:

$$R_A = -\log(1 - P_f) \quad (2.22)$$

onde R_A representa o risco A. P_f significa a probabilidade de falha de um sistema.

Como se pode depreender da equação anterior o risco de um evento, está compreendido no intervalo de 0 a ∞ , quando $P_f=0$ e $P_f=1$, respetivamente.

Mais recentemente, Faber quantificou-o acrescentando uma parcela - a consequência associada a um evento. O risco de uma atividade é, assim, quantificável como o somatório do risco dos vários eventos, como se pode perceber na equação abaixo.

$$R_A = \sum_{i=1}^{n_E} R_E = \sum_{i=1}^{n_E} P_{E_i} \cdot C_{E_i} \quad (2.23)$$

onde P_{E_i} representa a probabilidade de um evento, E. C_{E_i} representa a consequência de uma determinado evento.

Neste documento não se focalizou excessivamente nesta temática, mas teve-se atenção a ela, através de cálculos simples. É possível consultar de forma aprofundada esta matéria em [3, 6, 11, 12].

2.4.2. INCERTEZAS

O quotidiano de um engenheiro implica várias tarefas e uma delas é tomar decisões. Por isto, e dada a sua importância na sociedade, é crucial que ele as faça de forma consciente. Quanto mais complexa for a decisão, maior será a tendência de as incertezas aumentarem e, por consequência também, o risco. Pode ainda afirmar-se, de uma maneira análoga, que quanto mais complexa uma estrutura for, mais as incertezas tenderão a aumentar.

É, por isso, importante que se tenha noção das várias incertezas intrínsecas às normas e aos modelos utilizados pelos engenheiros.

Thoft-Christensen (1982), Melchers (1987) e, mais tarde, outros especialistas classificaram as incertezas como [4, 11, 12]:

- *Incetezas Físicas:* incetezas próprias dos materiais, da geometria, da variabilidade e da simultaneidade das ações, designadas também por incetezas aleatórias.
- *Incetezas de Modelação:* decorrem das aproximações teóricas ao comportamento real dos materiais e das simplificações na modelação das ações e seus efeitos, designadas por incetezas epistémicas.
- *Incetezas Estatísticas:* resultam da dispersão da amostra, número reduzido da mesma ou da qualidade desta para a caraterização probabilística, designadas também por incetezas epistémicas.
- *Incetezas devido aos fatores humanos:* provêm não só das incetezas naturais durante a execução das várias tarefas, mas também das intervenções e erros cometidos nos processos de documentação, dimensionamentos, construção e utilização da estrutura.

Posto isto, será possível afirmar que existem duas categorias de incertezas: as naturais (vento, sismo, variação de temperatura, neve, etc.) e as provocadas pelo Homem, que podem ser sintetizadas na figura apresentada abaixo.

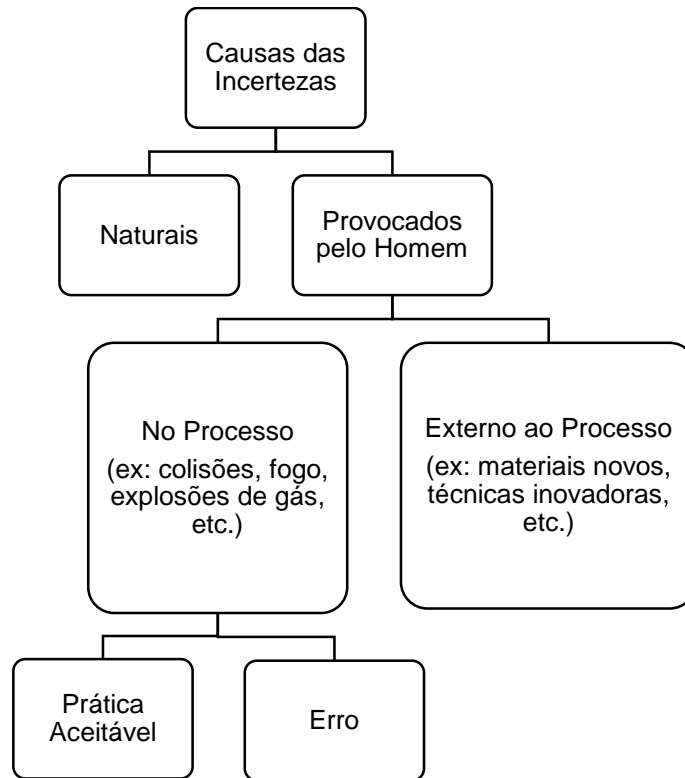


Figura 2.7 – Classificação de incertezas (adaptado [3])

Visto que esta dissertação trata o OPS (ver capítulo 4), desde já pode-se definir as incertezas intrínsecas ao processo, previstas na ocasião da conceção do sistema OPS. Estas devem ser tidas em conta quando se está a estudar as ações de controlo:

- Precisão de sensorização;
- Precisão da intensidade da ação de controlo;
- Precisão do atraso da resposta;
- Incerteza de modelação (materiais e condições de fronteira).

2.4.3.DISTRIBUIÇÕES COMUNS DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

2.4.3.1.Distribuição Normal (Gaussiana)

A distribuição Normal é considerada a função de distribuição mais importante da teoria de fiabilidade estrutural. A função densidade de probabilidade de uma variável aleatória X é:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X} \right)^2} \quad (2.24)$$

Um caso particular é a normal reduzida,

$$Z = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X}, \quad (2.25)$$

que corresponde a $\mu_X = 0$ e $\sigma_X = 1$, e tem a função de distribuição

$$\Phi(z) = P[Z < z] = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}x^2} dx. \quad (2.26)$$

2.4.3.2. Distribuição Log-Normal

Considera-se uma variável X Log-Normal, se $Y = \ln(X)$ for uma distribuição Normal. Esta variável aleatória é somente definida para valores positivos ($x > 0$). Assim, pode-se definir a função densidade de probabilidade:

$$f_X(x) = \frac{1}{x\xi\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\lambda}{\xi}\right)^2} \quad (2.27)$$

onde ξ e λ são obtidos resolvendo o sistema,

$$\begin{cases} \mu_X = e^{(\lambda + \frac{\xi^2}{2})} \\ \sigma_X = e^{(\lambda + \frac{\xi^2}{2})} \cdot \sqrt{e^{\xi^2} - 1} \end{cases} \quad (2.28)$$

Já a função de distribuição acumulada é então:

$$F_X(x) = P[\ln(X) < \ln(x)] = P(Y < y) \quad (2.29)$$

2.4.3.3. Extremo Tipo I (Distribuição Gumbel)

A distribuição de valores extremos, tal como o nome indica, é útil para caraterizar a natureza probabilística dos valores extremos (valores máximos ou mínimos) de algum fenómeno ao longo do tempo (como por exemplo o vento).

A função densidade de probabilidade é:

$$f_X(x) = \alpha \cdot e^{-e^{-\alpha(x-u)}} \cdot e^{-\alpha(x-u)} \quad (2.30)$$

onde ξ e u são obtidos resolvendo o sistema,

$$\begin{cases} \mu_X \approx u + \frac{0.577}{\xi} \\ \sigma_X \approx \frac{1.282}{\xi} \end{cases} \quad (2.31)$$

Por sua vez a função de distribuição acumulada é então:

$$F_X(x) = e^{-e^{-\xi(x-u)}}, -\infty < x < \infty \quad (2.32)$$

2.4.3.4. Extremo Tipo II (Frechet)

A distribuição Extremo tipo II é regularmente utilizada para obter uma boa aproximação dos máximos de cargas sísmicas.

A função de densidade probabilística é:

$$f_X(x) = \frac{k}{u} \left(\frac{u}{x}\right)^{k+1} e^{-\left(\frac{u}{x}\right)^k} \quad (2.33)$$

onde u e k são obtidos resolvendo o sistema,

$$\begin{cases} \mu_X = u \cdot \Gamma\left(1 - \frac{1}{k}\right), k > 1 \\ \sigma_X^2 = u^2 \left[\Gamma\left(1 - \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{k}\right) \right], k > 2 \end{cases} \quad (2.34)$$

Por sua vez a função de distribuição acumulada é então:

$$F_X(x) = e^{-\left(\frac{u}{x}\right)^k}, 0 < x < \infty \quad (2.35)$$

As funções $\Gamma(k)$ são obtidas através de tabelas, que é possível encontrar as mesma em bibliografia própria (por exemplo [3]).

2.4.3.5. Extremo Tipo III (Distribuição Weibull)

A distribuição de Weibull é definida por três parâmetros, w , u e k , que são calculados diferenciadamente, caso os valores necessários sejam valores máximos ou mínimos.

Assim sendo pode-se definir a função densidade para os valores máximos de:

$$f_X(x) = \frac{k}{w-u} \left(\frac{w-x}{w-u} \right)^{k-1} \cdot e^{-\left(\frac{w-x}{w-u} \right)^k} \quad (2.36)$$

onde w , u e k são obtidos resolvendo o sistema,

$$\begin{cases} \mu_X = w - (w-u) \cdot \Gamma\left(1 + \frac{1}{k}\right) \\ \sigma_X^2 = (w-u)^2 \left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{k}\right) \right] \end{cases} \quad (2.37)$$

Por sua vez a função de distribuição acumulada é então:

$$F_X(x) = e^{-\left(\frac{w-x}{w-u} \right)^k}, x \leq w \quad (2.38)$$

Para se definir a função densidade para os valores mínimos utiliza-se a seguinte equação

$$f_X(x) = \frac{k}{u-\varepsilon} \left(\frac{x-\varepsilon}{u-\varepsilon} \right)^{-k-1} \cdot e^{-\left(\frac{x-\varepsilon}{u-\varepsilon} \right)^{-k}} \quad (2.39)$$

Onde w , u e k são obtidos resolvendo o sistema,

$$\begin{cases} \mu_X = w + (u+w) \cdot \Gamma\left(1 + \frac{1}{k}\right) \\ \sigma_X^2 = (u-w)^2 \left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{k}\right) \right] \end{cases} \quad (2.40)$$

Por sua vez a função de distribuição acumulada é então:

$$F_X(x) = e^{-\left(\frac{x-w}{u-w} \right)^{-k}}, x \geq \varepsilon \quad (2.41)$$

2.4.3.6. Distribuição Gama

A distribuição Gama é normalmente usada para modelar cargas dinâmicas. A função densidade de probabilidade é definida por:

$$f_X(x) = \frac{\lambda(\lambda x)^{k-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(k)}, x > 0 \quad (2.42)$$

onde,

$$\Gamma(k) = \int_0^{\infty} e^{-u} u^{k-1} du \quad (2.43)$$

Por sua vez, k e λ são obtidos resolvendo o sistema,

$$\begin{cases} \mu_X = \frac{k}{\lambda} \\ \sigma_X = \sqrt{\frac{k}{\lambda^2}} \end{cases} \quad (2.44)$$

2.5. CONSTRUÇÃO DO MODELO PROBABILÍSTICO

Uma das tarefas mais importantes na fiabilidade é estabelecer modelos probabilísticos representativos, de forma a avaliar as variáveis aleatórias. A formulação do modelo deve ser baseada na amostra (informação frequentista). Quando a amostra é inexistente, é possível, ainda assim, criar um modelo baseado em pressupostos físicos, na experiência e no senso comum (informação subjetiva). A conjugação de informação frequentista e subjetiva resulta num processo probabilístico de natureza Bayesiana [6].

O processo deve ser, por um lado simples e, por outro, representativo para permitir incluir informações essenciais e, ainda, fazer atualizações, durante o tempo de vida do sistema. Assim sendo, as incertezas iniciais que *a priori* seriam baseadas em fundamentos subjetivos passam a ter um fundamento objetivo.

No fundo, o método de construção do modelo é composto por duas etapas essenciais, a seleção do tipo de função de distribuição, tendo em conta o tipo de variável aleatória (discreta ou contínua) e posteriormente a estimação dos parâmetros da mesma.

Na figura abaixo, é apresentado um fluxograma resumo das tarefas a seguir para se obter um modelo probabilístico.

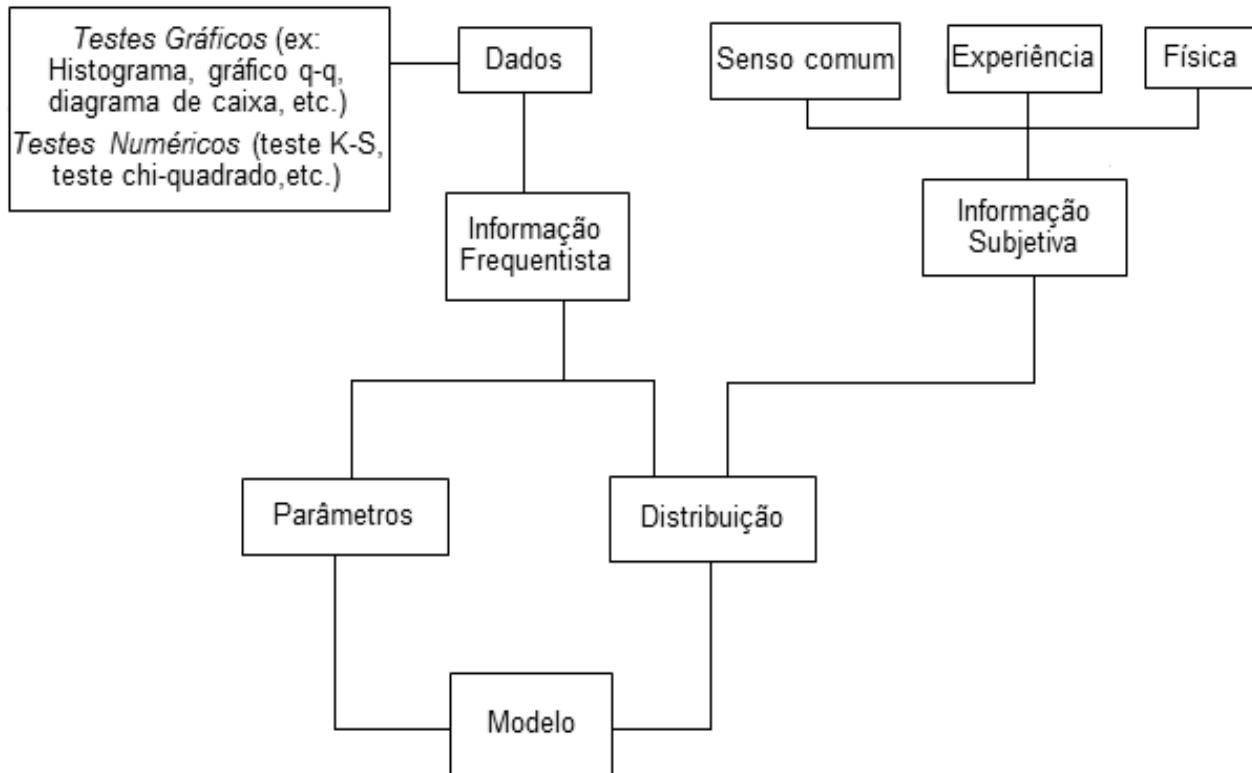


Figura 2.8 – Construção de um modelo probabilístico (adaptado de [6])

2.5.1. SELEÇÃO DA FUNÇÃO DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE

Geralmente a função distribuição de probabilidade não é conhecida. É escolhida através da informação frequentista, de fundamentos físicos ou da combinação das duas. Uma abordagem clássica formal, para identificar uma função distribuição de probabilidade apropriada é com base em evidências estatísticas:

- Presumir uma hipótese da função distribuição de probabilidade (funções citadas no subcapítulo anterior) com base na amostra.
- Estimar os parâmetros para a distribuição selecionada baseados em critérios estatísticos da amostra (descritos no subcapítulo 2.3.3).
- Realizar testes estatísticos com o intuito de avaliar a hipótese selecionada (podem ser gráficos ou numéricos).

Em algumas aplicações de engenharia, a quantidade de dados disponíveis é reduzida, limitando a consistência do modelo estatístico e a adequabilidade dos testes disponíveis, que poderá ser insuficiente e levar a conclusões incorretas.

Para verificar se a função distribuição de probabilidade escolhida é ou não aceitável usa-se, entre tantos outros, o teste Kolmogorov-Smirnov [3]. No caso de uma distribuição Normal é comum fazer-se o teste de normalidade baseado nos coeficientes de assimetria (equação 2.16) e de achatamento (equação 2.18), por ser mais simples [4, 13].

2.5.1.1. Teste de Kolmogorov-Smirnov modificado por Lilliefors, KS

O teste de ajustamento de Kolmogorov-Smirnov avalia de forma não paramétrica se um conjunto de dados provém de certa lei teórica de distribuição. É particularmente indicado para distribuições contínuas.

A versão original deste teste aplicava-se somente aos casos em que os parâmetros das leis teóricas não eram estimados com base na amostra observada. Para transpor esta inconveniência, Lilliefors (entre outros autores) propôs uma versão adaptada (com os valores críticos revisados).

O teste de normalidade de Kolmogorov-Smirnov processa-se da seguinte forma [4, 14]:

- 1º Dada uma amostra de valores distintos, ordenados de forma crescente, $x_1 < x_2 < \dots < x_m$, as respectivas frequências observadas r_1, r_2, \dots, r_m e $n = \sum r_i$, define-se a frequência relativa acumulada

$$\begin{cases} L_i = 0 & \text{para } i = 0 \\ L_i = L_{i-1} + \frac{r_i}{n} & \text{para } i = 1, 2, \dots, m \end{cases} \quad (2.45)$$

- 2º Calcular os dados reduzidos, x'_i :

$$x'_i = \frac{x_i - \bar{x}}{s_x} \quad (2.46)$$

e a função de distribuição normal reduzida aplicada a cada um destes valores, $\Phi(x'_i)$.

- 3º Calcular as diferenças d^- e d^+ :

$$d_i^- = |L_i - \Phi(x'_i)| \quad (2.47)$$

$$d_i^+ = |L_{i-1} - \Phi(x'_i)| \quad (2.48)$$

para $i = 1, 2, \dots, m$

- 4º A estatística de teste é a maior destas diferenças:

$$D^* = \max[d_i^-, d_i^+] \quad (2.49)$$

- 5º Fixa-se um nível de significância α (taxa de falsas rejeições do teste); os mais utilizados são 0,10 ou 0,05.

- 6º Calcula-se o valor de prova:

$$p = P[D^* \geq D_{\text{obs}}] \quad (2.50)$$

a probabilidade de a discrepância entre a função de distribuição teórica e as frequências acumuladas ser tão grande quanto a observada, numa amostra aleatória normal. Para tal foi utilizado o programa IBM Statistics SPSS, versão 22. Por fim compara-se o valor de prova com o nível de significância:

Se $p > \alpha$, pode-se manter o modelo normal para os dados;

Se $p \leq \alpha$, rejeita-se o modelo normal para os dados.

Para aprofundamento desta matéria, bem como, para consultar outros testes pode ser consultado em [14].

2.5.2. ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DA FUNÇÃO DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE

De uma maneira geral, a estimativa de parâmetros traduz-se na determinação de um número (a partir da amostra) representativo da população total [9].

Há dois procedimentos principais para estimar os parâmetros, um é o método dos momentos, como foi descrito anteriormente, onde o primeiro e o segundo momento associam-se, respetivamente, ao valor médio e ao desvio-padrão da amostra.

O outro é o método da máxima verosimilhança, embora este seja mais difícil de aplicar, quando comparado com o método anterior, é muito utilizado em problemas de engenharia, pois permite obter resultados numéricos das propriedades muito próximos da realidade.

3

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS**3.1. NOTA INTRODUTÓRIA**

Presentemente a lógica de dimensionamento tem como base a avaliação quantitativa da segurança através de conceitos probabilísticos. Este conceito foi uma consequência da carência do controlo lógico relacionado com os problemas de engenharia civil [4], verificada ao longo do tempo.

Com isto, surgiram novos critérios associados aos níveis de risco, de acordo com as diferentes situações a evitar, alicerçados na definição de estados limites, na estimação das consequências da violação desses estados limites e na definição dos coeficientes e dispositivos de segurança, de modo a que a probabilidade de violação dos estados limites seja satisfatória e aceitável [4].

Apesar disto, a margem de segurança admitida pelos regulamentos e normas diferem entre os países.

3.2. ESTADOS LIMITES

Antes de se realizar uma análise de fiabilidade estrutural, deve definir-se o que será a função falha da estrutura em causa. Nesse sentido, uma forma de a definir é usando o conceito de estado limite [3].

A verificação de um estado limite é definida como a fronteira a partir da qual se considera que uma estrutura satisfaz ou não as exigências estipuladas pelos regulamentos e normas [3, 4]. Genericamente o método de verificação pelos estados limites consiste em comparar uma grandeza atuante, S , com uma grandeza resistente, R , de maneira a cumprir a seguinte equação [15]:

$$S < R \quad (3.1)$$

A definição de falha, no contexto da fiabilidade estrutural, tem em conta vários tipos de estados limites [3, 4]:

- *Estado Limite Último* – perda de capacidade resistente total ou parcial da estrutura. Nesta categoria estão inseridos casos do tipo: exceder a capacidade resistente de momento fletor e de corte, perda de equilíbrio, formação excessiva de rótulas plásticas, exceder a capacidade resistente do material, encurvadura, rotura dos cordões de soldadura, entre outros.
- *Estado Limite de Serviço* – está relacionado com o dano, parcial ou total, provocador do fim do serviço por razões de funcionalidade, de durabilidade, de estética, de conforto dos utilizadores ou de custos de manutenção. Pode estar ou não diretamente relacionado com a

integridade estrutural. Os critérios e parâmetros dos vários estados limites de serviço são muitas vezes difíceis de quantificar, pois a sua avaliação tem componentes subjetivas que dependem da perceção de cada um. Estão inseridos casos do tipo: *excesso de deformação* (quantifica a deformação máxima aceitável para os humanos); *excesso de vibração* (quantifica a vibração máxima tolerável pelos humanos); *deformações permanentes* (limitam a acumulação das deformações, cada vez que a fronteira do regime elástico é ultrapassado); *fendilhação* (as fendas não afetam negativamente o comportamento estrutural desde que a sua largura seja controlada).

- *Estado Limite de Fadiga* – relaciona-se com a perda de propriedades e com a acumulação de estragos resultantes de ações repetidas. É imprescindível considerá-lo na tecnologia OPS, pois, nesta tecnologia, este poderá ser um estado condicionante, como se pode verificar no capítulo 4 (a seguir).

3.2.1. COEFICIENTES DE SEGURANÇA

As grandezas aleatórias S e R , podem ser quantificadas por um valor representativo, denominado por valor característico, S_K e R_K . Estes valores representam o quantil, q , da sua distribuição de probabilidade, considerando-se $q=0,95$ e $q=0,05$, respetivamente para variáveis do tipo ação (S) e resistência (R) (Figura 3.1).

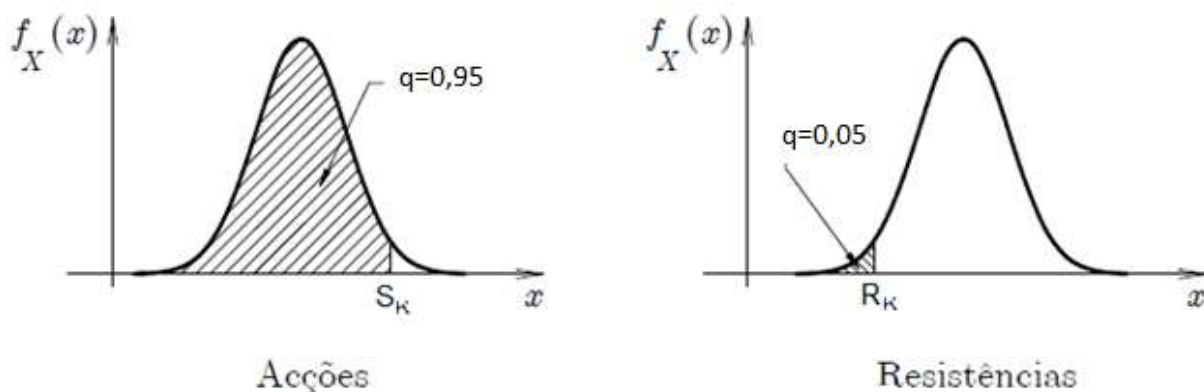


Figura 3.1 – Valor Característico das Ações e das Resistências [15]

O valor característico da ação é também denominado por valor característico superior, pois corresponde ao quantil 0,95. Este representa um valor cuja probabilidade dele ser excedido é de 5%. Por outro lado, o valor característico da resistência é designado por valor característico inferior, porque diz respeito ao quantil 0,05. A este corresponde um valor no qual a probabilidade de ele ser ultrapassado é igual a 95%.

O processo de dimensionamento envolve grandes incertezas, das quais as principais são:

- Desvios desfavoráveis da ação em relação ao seu valor característico;
- Modelação incorreta da ação;
- Desvios desfavoráveis da resistência em relação ao seu valor característico;
- Incerteza na caracterização das propriedades dos materiais;
- Incertezas de efetuar o estipulado em obra;
- Incerteza do modelo de cálculo;

Portanto, os valores característicos são majorados ou minorados, por coeficientes de segurança, γ , conforme estes sejam ações ou resistências e denominados de valor de ação de dimensionamento, S_d , e valor de resistência de dimensionamento, R_d . Desta feita, a equação 3.1 resulta:

$$S_d \leq R_d \quad (3.2)$$

Resumindo o coeficiente de segurança pode ser entendido como uma relação entre o valor de rotura característico e o valor admissível (de projeto). São empregues para garantir as incertezas do processo de dimensionamento (por exemplo: $M_{sd} \leq M_{Rd}$).

3.2.2. NÍVEIS DE PRECISÃO

A variabilidade das ações e da resposta estrutural deve ser analisada na verificação da segurança, considerando apropriadamente as incertezas [4]. Nesta deve ser tido em conta o modo de obter uma probabilidade de rotura plausível, consoante o grau de sofisticação a admitir [4, 16].

Existem vários métodos de abordar o problema, métodos esses que são enunciados pelo Eurocódigo-0, como se pode ver na Figura 3.2 [4, 5]:

- *Nível 0 – análise determinística:* as variáveis do processo de dimensionamento correspondem a valores puramente determinísticos. As incertezas são tratadas tendo em conta coeficientes de segurança global. Estes são estimados empiricamente.
- *Nível 1 – análise semi-probabilística:* o algoritmo de dimensionamento tem em conta a variabilidade das ações e das características resistentes dos materiais, utilizando valores representativos (nominais ou característicos) associados a coeficientes parciais de segurança, γ . Os valores característicos são definidos a partir das análises estatísticas como a média, desvio-padrão e função distribuição de probabilidade.
- *Nível 2 – análise probabilística aproximada:* os métodos probabilísticos são baseados na caracterização das variáveis básicas, recorrendo a modelos estatísticos e descrevendo a tendência central e a sua dispersão ou, por outras palavras, a média e o desvio-padrão, respetivamente.
- *Nível 3 – análise probabilística exata:* os métodos probabilísticos são baseados em técnicas que têm em conta todas as variáveis e a distribuição conjunta delas. A probabilidade de um dado estado limite ser ou não atingido é avaliado com auxílio de cálculos ou métodos de simulação.

Os coeficientes parciais de segurança são obtidos normalmente com base nos métodos de nível 2. Os métodos de nível 1 são geralmente utilizados nas normas de estruturas atuais para definir regras de dimensionamento [4].

Os métodos de nível 3 são menos utilizados devido, em grande parte, à sua complexidade em aplicar os conceitos estatísticos e probabilísticos [4].

Na figura abaixo apresentam-se, de forma esquemática, os vários métodos e procedimentos de cálculo para a análise probabilística de fiabilidade.

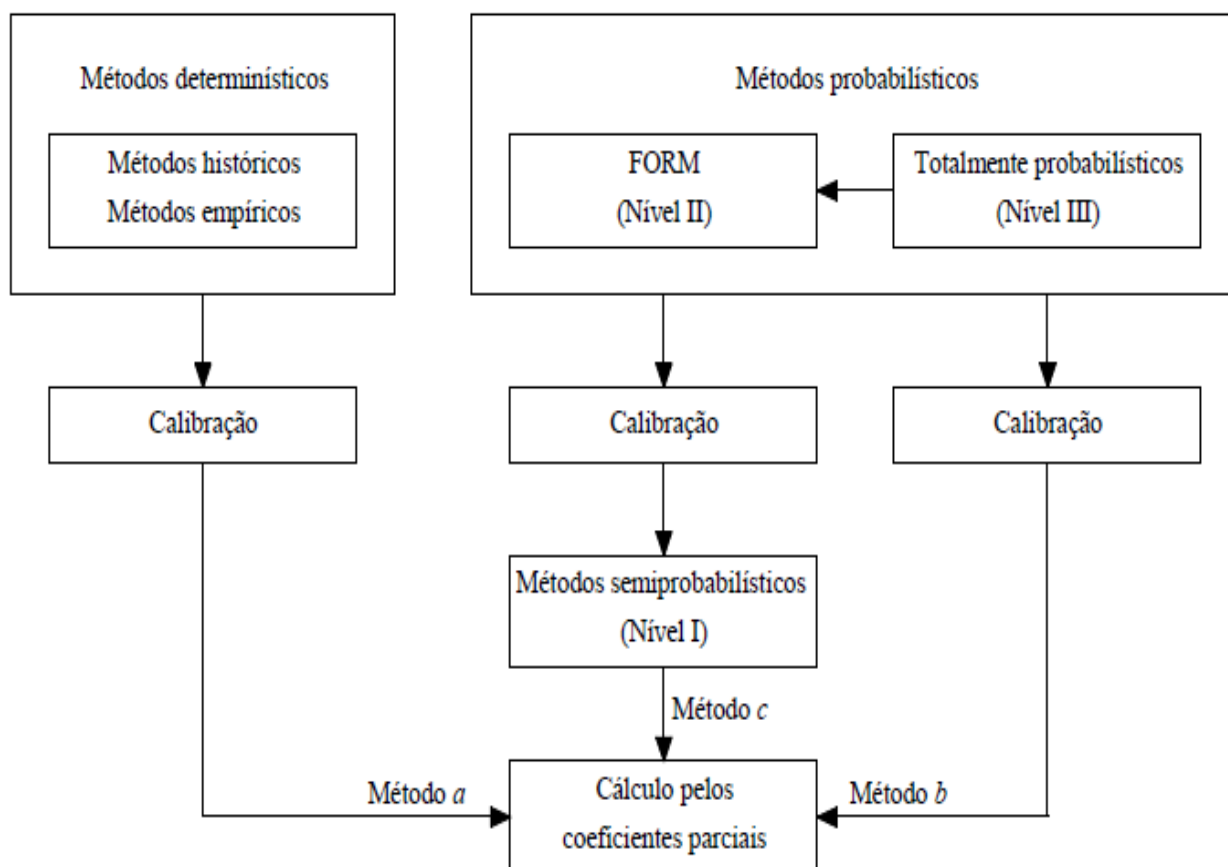


Figura 3.2 - Métodos de fiabilidade segundo o Eurocódigo-0 [5]

3.3. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA FUNDAMENTAL DE FIABILIDADE ESTRUTURAL

No problema básico de fiabilidade as várias variáveis dividem-se em dois grupos: aquelas que definem a ação (S) e aquelas que definem a resistência (R) da estrutura, como se viu anteriormente. Entenda-se por ação o efeito que a mesma provoca na estrutura.

Nesse sentido e, se se admitir que estas são independentes, representam-se (Figura 3.3) as funções densidade de probabilidade f_R e f_S , respetivamente.

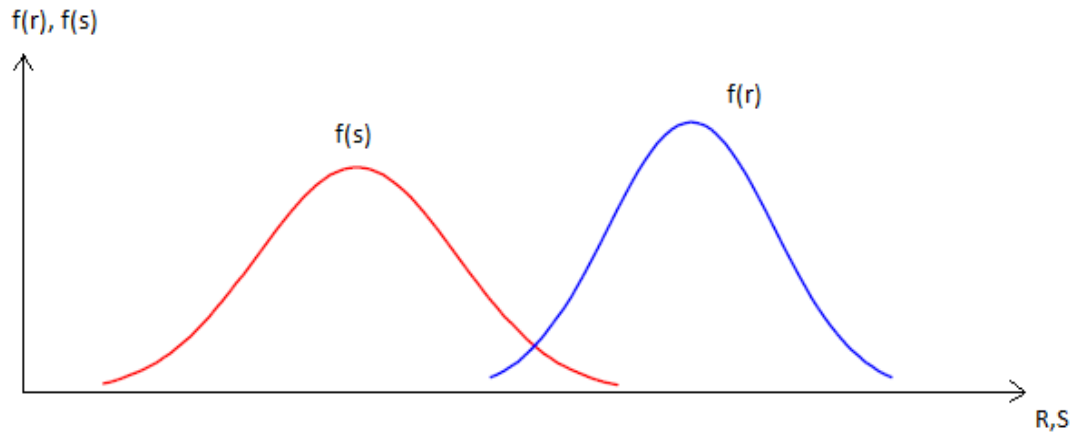


Figura 3.3 – Funções Distribuição de Ação e Resistência [16]

3.3.1.FUNÇÃO ESTADO LIMITE E PROBABILIDADE FALHA

O estado limite num problema de fiabilidade pode geralmente ser compreendido como a probabilidade de rotura, P_f :

$$P_f = (g < 0) \quad (3.3)$$

A sua probabilidade antagónica, ou probabilidade de sobrevivência, P_s , define-se por:

$$P_s = 1 - P_f \quad (3.4)$$

A função de estado limite, g , é normalmente definida como:

$$g(R, S) = R - S \quad (3.5)$$

Na forma padrão, exposta na equação 2.15, a variável fica:

$$Z = \frac{X_i - \mu_g}{\sigma_g} \quad (3.6)$$

Sabendo que as variáveis são independentes e tomando as funções de distribuição f_R e f_S (Figura 3.3), o cálculo de P_f é então:

$$P_f(g < 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{s < r} f_R(r) f_S(s) dr ds \quad (3.7)$$

Ou,

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(r) \left[\int_r^{+\infty} f_G(g) dg \right] dr = 1 - \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(r) F_G(r) dr \quad (3.8)$$

O cálculo do integral da expressão anterior pode ser representado graficamente, como sugere a figura abaixo.

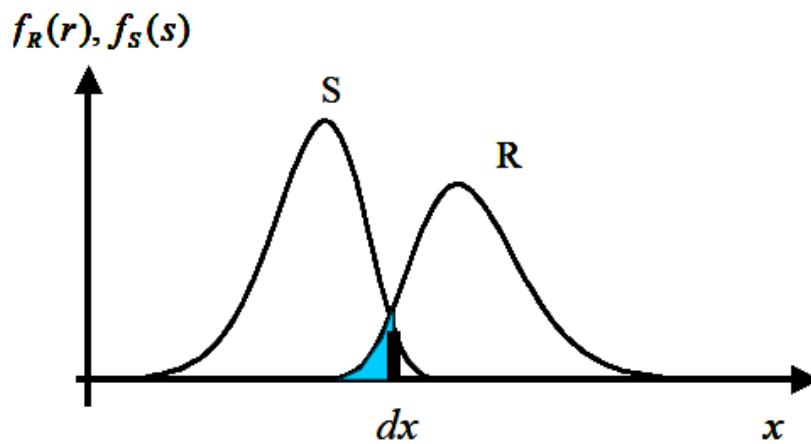


Figura 3.4 – Ilustração de P_f [12]

Note-se que na ilustração a área representada não inclui a área total de sobreposição das curvas, pois, na verdade, o problema fundamental da fiabilidade consiste em quantificar apenas qual a probabilidade de a resistência ser inferior à ação, como se viu anteriormente.

Os casos em que as variáveis se correlacionam não será abordado neste documento, mas poderá ser consultado em bibliografia própria, caso necessário.

3.4. ÍNDICE DE FIABILIDADE

O índice de fiabilidade, β , é uma medida de segurança estrutural que está relacionado com os parâmetros estatísticos, μ (equação 2.9) e σ (equação 2.11), com a probabilidade de falha, P_f , bem como com a probabilidade de sobrevivência, P_s .

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \quad (3.9)$$

ou,

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3.10)$$

Deste modo é possível representar o índice de fiabilidade nos problemas da teoria de fiabilidade como sugere a Figura 3.5. Por outras palavras, pode perceber-se que o índice de fiabilidade, β , não é mais do que um coeficiente multiplicador do desvio padrão, σ_g , no qual somado ou subtraído ao valor médio, μ_g , resulta o valor da variável X que se encontra na margem do estado limite (equação 3.9),

$$X_{\text{inf}} = \mu_g - \beta \cdot \sigma_g \text{ ou } X_{\text{sup}} = \mu_g + \beta \cdot \sigma_g \quad (3.11)$$

conforme a falha se dê para valores superiores ou inferiores de $X = g(R, S)$.

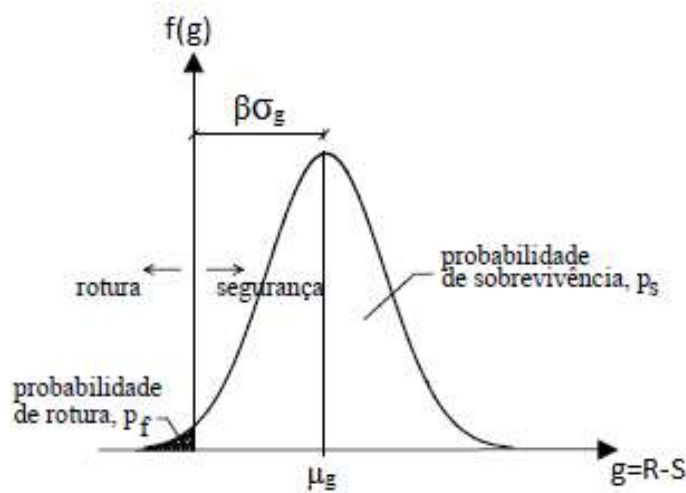


Figura 3.5 - Estado limite de Segurança (adaptado de [4])

Tendo em conta a função limite, g (equação 3.3 e 3.11 – X_{inf}), pode dividir-se o problema em duas categorias (Figura 3.5):

- *Segura*, quando $S \leq R$;
- *Rotura*, quando $S > R$;

A NP EN 1990 (Eurocódigo-0) aponta valores mínimos para o índice de fiabilidade de estruturas ou elementos estruturais (Figura 3.6), consoante o grau de importância das consequências ou da estrutura (Figura 3.7) em caso de danos irreversíveis ou colapso.

| Classe de fiabilidade | Valores mínimos de β | |
|-----------------------|--------------------------------|----------------------------------|
| | Período de referência de 1 ano | Período de referência de 50 anos |
| RC3 | 5,2 | 4,3 |
| RC2 | 4,7 | 3,8 |
| RC1 | 4,2 | 3,3 |

Figura 3.6 – Valores mínimos de índice de Fiabilidade, β [5]

Segundo o Eurocódigo 0, o período de referência é definido como “o intervalo de tempo escolhido que é utilizado como base para a avaliação das ações estaticamente variáveis e, eventualmente, de ações de acidente” [5].

As classes de consequência são divididas em três categorias que serão apresentadas na figura abaixo. A sua decisão atende a questões do tipo:

- Perda de vidas humanas;
- Consequências económicas;
- Consequências sociais
- Consequências ambientais.

| Classe de consequências | Descrição | Exemplos de edifícios e de obras de engenharia civil |
|-------------------------|---|---|
| CC3 | Consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes | Bancadas, edifícios públicos em que as consequências do colapso são elevadas (por exemplo, uma sala de concertos) |
| CC2 | Consequência média em termos de perda de vidas humanas; consequências económicas, sociais ou ambientais mediamente importantes | Edifícios de habitação e de escritórios, edifícios públicos em que as consequências do colapso são médias (por exemplo, um edifício de escritórios) |
| CC1 | Consequência baixa em termos de perda de vidas humanas; e consequências económicas, sociais ou ambientais pouco importantes ou desprezáveis | Edifícios agrícolas normalmente não ocupados permanentemente por pessoas (por exemplo, armazéns), estufas |

Figura 3.7 – Definição das classes de acordo com a importância das consequências [5]

Para um dado índice de fiabilidade alvo, β^T , o problema de fiabilidade pode ser feito de forma invertida, no qual o objetivo será encontrar o valor da variável X^* , de forma a garantir aquele índice de fiabilidade e respetiva probabilidade de falha. Neste tipo de problema, o valor médio e o desvio padrão da função

de estado limite não serão conhecidos exatamente, mas podem ser estimados com base numa amostra de medições, tal como é retratado nas equações 2.15 e 2.16. Assim resulta,

$$X_{\text{inf}}^* = \bar{x}_g - \beta^T \cdot s_g \text{ ou } X_{\text{sup}}^* = \bar{x}_g + \beta^T \cdot s_g \quad (3.12)$$

É possível, assim, calcular a respetiva P_f ,

$$P_f = \Phi(-\beta^T) \quad (3.13)$$

e o complemento da anterior, P_s ,

$$P_s = \Phi(\beta^T) \quad (3.14)$$

onde Φ é a função distribuição acumulada da lei normal reduzida.

O Eurocódigo permite aferir índices de fiabilidade respetivos a períodos de referência diferentes ao da Figura 3.6, através da seguinte fórmula [5, 17].

$$\beta_n = \Phi\left[(\Phi(\beta_1))^n\right]^{-1} \quad (3.15)$$

onde, n é o período de referencia de n anos; β_1 é o índice de fiabilidade para o período de referência de 1 ano; β_n é o índice de fiabilidade para um período de referência de n anos.

4

TECNOLOGIA DO PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO (OPS)**4.1. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA**

O início do OPS remonta a 1994 quando o Professor Pedro Pacheco defendeu a sua dissertação de mestrado, intitulada: “Soluções da Natureza para problemas Estruturais”.

O objetivo deste estudo foi perceber até que ponto o comportamento das bioestruturas, existentes na Natureza, podiam ser aplicadas em estruturas de engenharia civil. Estas estruturas podem ser divididas em [18]:

- *Reino Mineral*

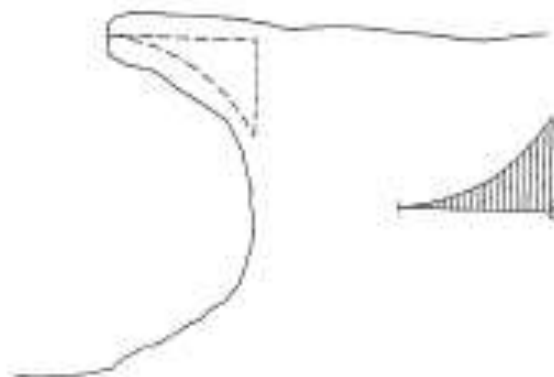


Figura 4.1 – Exemplo de uma estrutura em consola do Reino Mineral [1]

- *Reino Vegetal*

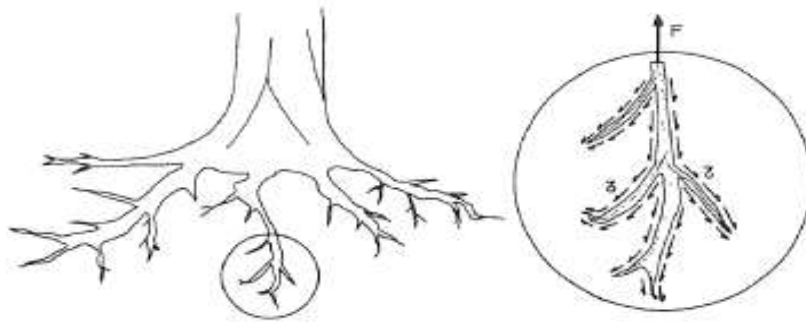


Figura 4.2 – Exemplo de uma estrutura do Reino Vegetal onde os esforços de tração são resistidos pelos esforços tangenciais presentes ao longo dos ramos das raízes [18].

▪ *Reino Animal*

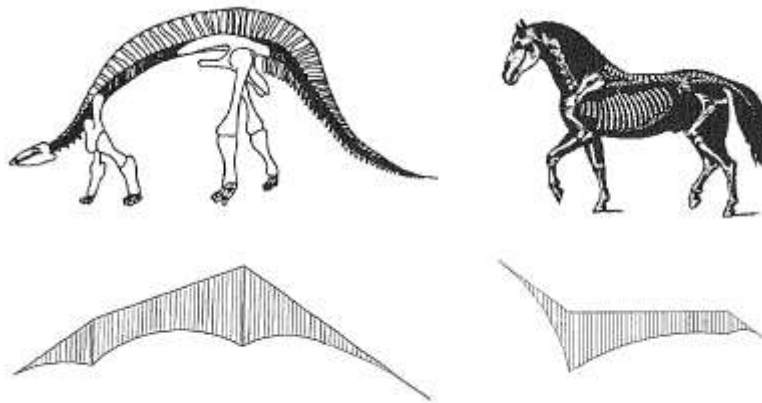


Figura 4.3 – Exemplo de estruturas do Reino Animal, em que a espinha dorsal pode ser equiparada a uma viga e os membros aos pilares; também é perceptível que a evolução animal permitiu aliviar os esforços de momento fletores dos membros pélvicos passando-os para os torácicos [18].

O processo de conhecimento nesta área enraizou-se e permitiu perceber melhor como é que um Engenheiro de Estruturas percebe, de forma inata, o que vai observando. Foi então que o Professor Pedro Pacheco percebeu que a biomecânica dos músculos, existentes no Reino Animal, realizam pré-esforço, quando estimulados por ações exteriores [18]. Além disto, o músculo exibe propriedades muito *sui generis*, pois transforma a energia em rigidez. Quando integrado em estruturas orgânicas melhora o seu comportamento e a sua versatilidade [18].

Havendo a possibilidade de aplicar estas propriedades, de maneira artificial, na Engenharia Estrutural potencia-se o desenvolvimento de estruturas outrora inexequíveis. A implementação de “músculos artificiais” em estruturas só foi possível dado o contexto tecnológico conseguido há 15 atrás [18].

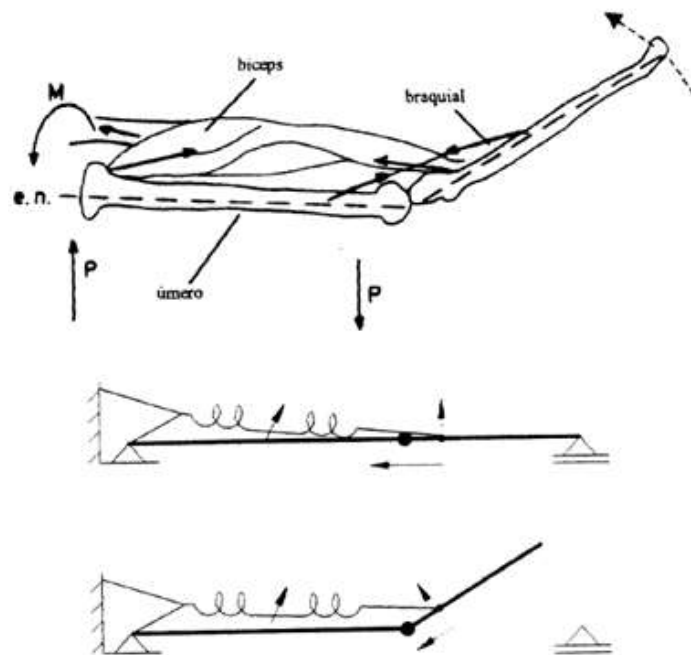


Figura 4.4 - Comportamento de um braço humano durante a rotação da sua parte posterior no plano frontal; o osso funciona à compressão; o músculo aplica Pré-Esforço ao osso para este resistir às trações [18]

Na figura anterior é ilustrado o funcionamento do sistema muscular constituído por componentes de forças pré-esforçadas (associadas a ações motoras) e a configuração estática do início e fim do movimento. A primeira configuração admite-se quando o braço está completamente esticado e corresponde à situação mais condicionante do movimento; nessa altura o osso posterior do braço, o úmero, está pré-esforçado pelo músculo, neste caso o biceps. A partir do início do movimento a força muscular tende a diminuir [18].

É possível fazer uma analogia entre os Elementos Biomecânicos que incorporam o corpo dos animais e os elementos da Engenharia Estrutural, tal como é apresentado no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Correspondência funcional entre elementos da Biomecânica e elementos da Engenharia Estrutural [18]

| Funcionamento | Biomecânica | Engenharia Estrutural |
|----------------------------|-------------------------|---|
| Compressão | Ossos Longos | Vigas e Pilares |
| | Ossos Longos Curvos | Arcos |
| | Osso do Crânio | Cascas |
| Tração | Tendões | Cabos e tirantes |
| | Ligamentos | Cabos, tirantes e conetores |
| Ligação ou Apoio | Articulações Móveis | Rótulas |
| | Articulações Fixas | Juntas |
| | Cartilagens Articulares | Aparelhos de Apoio |
| Sistema de controlo/efetor | Músculos | Sistema de Controlo Ativo/Sistemas Efetores |

Este tipo de estruturas integra-se na área da Engenharia Estrutural com Sistemas de Controlo Ativo, área essa que tem evoluído nos últimos anos [18].

Para maior aprofundamento sobre esta matéria consultar [18].

4.2. NOTA INTRODUTÓRIA

A tecnologia do Pré-Esforço Orgânico é um “sistema efetor” (reage perante uma ação exterior) com capacidade de modificar a sua rigidez. Este sistema é realizado com Pré-Esforço não aderente, onde a principal diferença em relação ao convencional é o facto de as forças introduzidas nos cabos serem dependentes da evolução das cargas, ou por outras palavras, as forças nos cabos ajustam-se às cargas exteriores, reduzindo deformações e tensões indesejadas na estrutura [1, 19, 20]

Podem identificar-se outras diferenças para além da supracitada, que se resumem no quadro seguinte.

Quadro 4.2 – Quadro resumo das diferenças entre OPS e Pré-Esforço-Convencional

| Pré-Esforço Convencional | Pré-Esforço Orgânico |
|--|---|
| É aplicada a totalidade do Pré-Esforço | O Pré-Esforço varia consoante as variações ações exteriores |
| Constituição: Estrutura | Constituição: Estrutura |
| Ancoragens | Ancoragens Orgânicas |
| Cabo (aderente ou não) | Cabo (não aderente) |
| | Sensores |
| | Circuito eletrónico |
| Dimensionamento condicionante: E.L.U. e E.L.S. | Dimensionamento condicionante: E.L.U., E.L.S. e E.L.Fadiga |
| Ação Fixa do Pré-Esforço | Ação do Pré-Esforço variante com as cargas exteriores |

4.3. CIMBRES AUTOLANÇÁVEIS COM OPS

Os cimbres Autolançáveis (MSS- *Movable Scaffolding System*) são um dos métodos construtivos de pontes e viadutos mais recorrentes [21].

São sistemas munidos de uma estrutura metálica móvel (com auxílio de mecanismos hidráulicos, elétricos ou outros) na qual estão incluídos dispositivos de cofragem. Permite a construção de vãos *in situ*, com extensões entre 30 e 70 metros e excecionalmente até 80 metros. Quando as pontes ou os viadutos apresentam vãos idênticos e em situações nas quais seja necessário transpor determinados obstáculos (por exemplo vales extensos, grandes *gabarits*, grandes larguras de rios), este método construtivo transfigura-se lucrativo. Ademais, é possível reutilizá-lo em obras semelhantes, necessitando apenas de algumas adaptações [21, 22].

Quando esta estrutura é dotada de OPS, as potencialidades deste método exponenciam, garantindo novas perspetivas, nomeadamente o aumento da capacidade de carga e a gama de vãos possíveis, até 90 metros de extensão e extraordinariamente até 100 metros. Para além disso, este modelo conjunto (“cimbres + OPS”) é particularmente atraente, pois as limitações inerentes ao OPS, como a velocidade de

carregamento das ações variáveis, as vibrações e os atrasos dos incrementos de tensão (que são a variação da força nos cabos), são colmatados, porque numa betonagem a variação de cargas é lenta e as vibrações e atrasos são desprezáveis [1].

A utilização desta tecnologia conduz a novos horizontes na engenharia de estruturas, nomeadamente da engenharia de pontes, podendo identificar-se algumas vantagens, que se destacam de seguida [23]:

- Custos operacionais mais reduzidos;
- Melhor qualidade de construção;
- Redução significativa na deformação máxima (redução de mais de 90%);
- Equipamentos mais leves e funcionais (menos 25% a 35% do peso do aço);
- Aumento da capacidade de carga;
- Possibilidade de programar contra-flechas;
- Ligações aparafusadas mais simples;
- Maior versatilidade – adaptação a diferentes vãos;
- Maior facilidade de transporte e montagem em obra.

4.3.1.CIMBRES AUTOLANÇÁVEIS INFERIORES

Os cimbres autolançáveis inferiores (Figura 4.5) são cimbres em que a estrutura portante está situada numa posição inferior à do tabuleiro e que se apoiam nos pilares ou sapatas, através de uma estrutura metálica transversal (normalmente incorpora o cembre) ou vertical, no caso das sapatas. Estes podem ser constituídos por uma ou várias vigas de lançamento, dependendo das particularidades da obra [21]

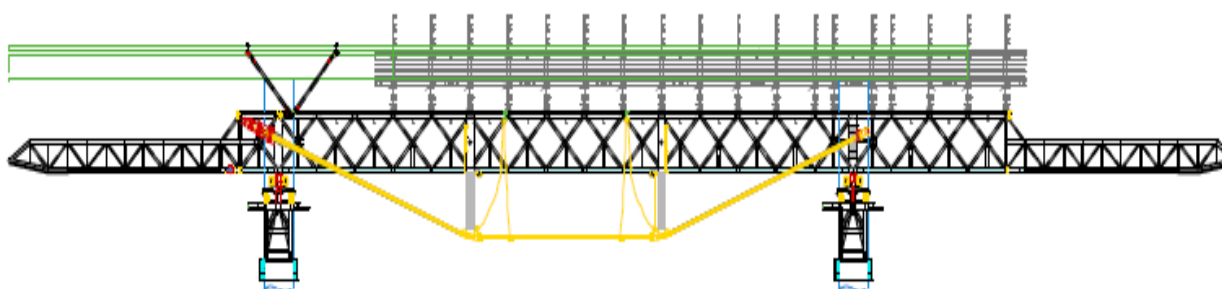


Figura 4.5 - Cembre inferior [24]

As principais vantagens referentes deste tipo de cimbres são [22]:

- A área a betonar está completamente livre e não necessita de estruturas auxiliares, facilitando a colocação de armaduras e as operações de betonagem;
- Adapta-se facilmente a qualquer tipo de secção do tabuleiro, inclusive tabuleiros moderadamente curvos.

4.3.2.CIMBRES AUTOLANÇÁVEIS SUPERIORES

A principal diferença entre os cimbres autolançáveis superiores e os cimbres inferiores é o facto de a estrutura portante se posicionar na parte superior ao tabuleiro. A BERD desenvolveu os cimbres superiores na qual a estrutura principal é constituída por um arco tipo – *bowstring*.

Outra diferença que se pode encontrar nestes sistemas são os painéis de cofragens que ficam suspensos na estrutura principal (Figura 4.6), enquanto que os anteriores apoiam-se diretamente no cimbra.



Figura 4.6 - Cimbra superior [23]

As principais vantagens dos cimbres autolanzáveis superiores são [22]:

- A estrutura é montada na zona dos encontros o que permite evitar máquinas de elevação de grande capacidade;
- Permite a translação no sentido transversal, no caso de existirem tabuleiros paralelos independentes, por exemplo;
- Adapta-se facilmente aos vários tipos de tabuleiros, incluindo com curvaturas elevadas.

4.3.3.EQUIPAMENTO

Como foi apresentado anteriormente a tecnologia de Pré-Esforço Orgânico dispõe de algumas diferenças em relação ao Pré-Esforço Tradicional. Por consequência, os próprios equipamentos também possuem algumas diferenças. Existem também outros que são adicionados ao sistema, para tornar possível o funcionamento da tecnologia.

Na figura abaixo apresentam-se de forma esquemática os componentes deste sistema.

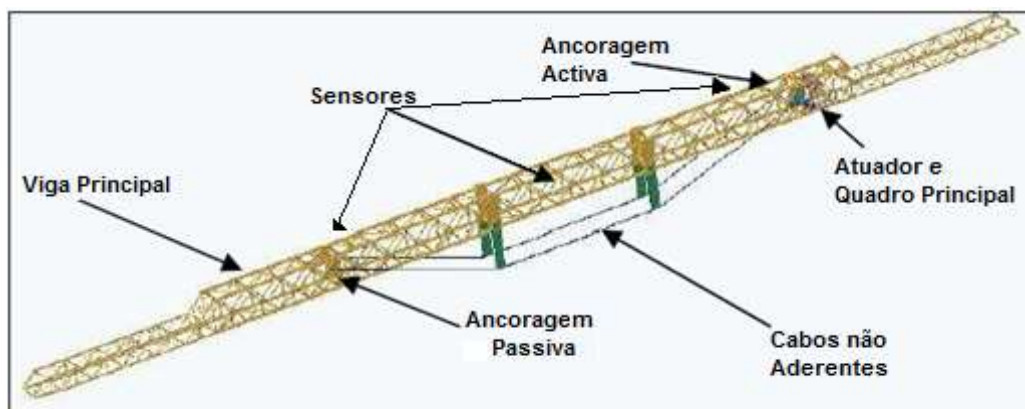


Figura 4.7 – Esquema dos Equipamentos OPS [24]

4.3.3.1. Viga Principal

A estrutura dos Cimbres Autolanzáveis é constituída por uma estrutura principal longitudinal composta por vigas de lançamento treliçadas (Figura 4.7), que poderão ser inferiores (Figura 4.5) ou superiores (Figura 4.6), tipo caixão. Esta é composta (Figura 4.8) por uma estrutura central (ou módulo central) e narizes (ou módulo extremo).

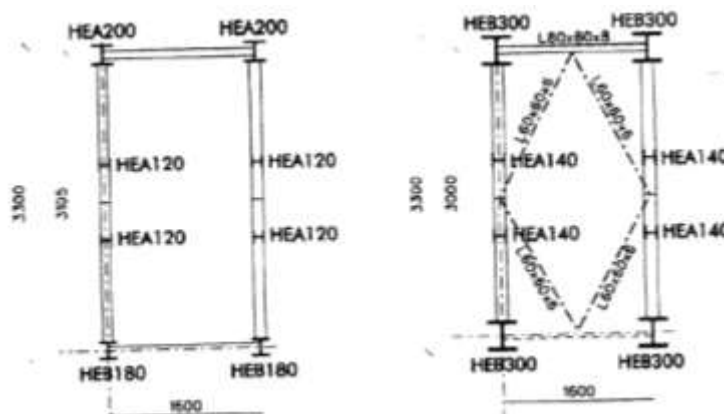


Figura 4.8 – Esquema tipo do corte transversal do módulo extremo e do módulo central [1]

Nas estruturas metálicas há que ter especial atenção ao dimensionamento das secções, porque, quando estas se encontram na presença de elevados esforços de compressão, a estabilidade das barras que as compõem, passam a ser limitadoras no dimensionamento [1].

4.3.3.2. Escoras e Selas de Desvio

As Escoras e Selas de Desvio são elementos constituintes dos cimbres autolanzáveis com OPS (nos cimbres superiores é dispensável quando existe o arco *bowstring*, descrito anteriormente). Caso estes elementos não existissem, o traçado dos cabos seria reto e a excentricidade em relação ao centro de gravidade da estrutura seria mais reduzida. Estar-se-ia a limitar o potencial da tecnologia do pré-esforço orgânico. Para se obter uma excentricidade razoável materializa-se com escoras de desvio (figura abaixo) [1].



Figura 4.9 - Escora de Desvio [19]

Além disso, consegue-se um traçado poligonal que do ponto de vista dos esforços é vantajoso, pois aproxima-se da configuração dos diagramas de momentos fletores provocados pelas solicitações condicionantes exteriores [1].

Tal não acontece em cimbres superiores - tipo *bowstring*, porque o arco superior faz com que a secção seja variável e, assim, o traçado reto (não poligonal) traduz-se em excentricidades variáveis com andamento proporcional ao do arco do cembre. Desta maneira, consegue-se um traçado idêntico aos diagramas de momentos das ações condicionantes, tal como pretendido.

As escoras de desvio são normalmente constituídas por perfis tubulares retangulares que têm como objetivo o desvio dos cabos de pré-esforço e, desta maneira, transmitir forças de desvio para a estrutura metálica. Na extremidade das escoras de desvio podem encontrar-se as selas de desvio (Figura 4.10), que têm a finalidade de desviar o cabo de pré-esforço sem que este se danifique [20].

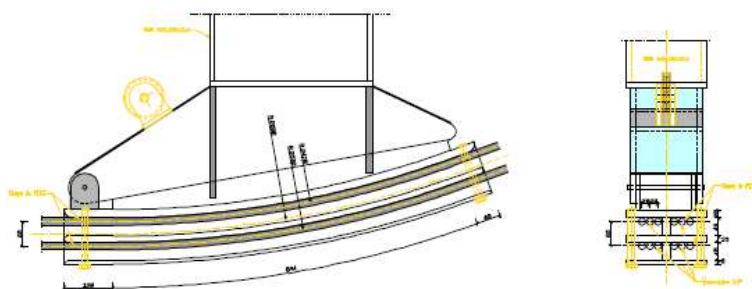


Figura 4.10 – Selas de desvio [19]

4.3.3.3. Ancoragens Orgânicas

O controlo da variação da deformação requer necessariamente a presença de mecanismos de tensionamento, as ancoragens (ativas).

As ancoragens orgânicas ativas são constituídas pela cabeça de ancoragem e pelo sistema óleo-hidráulico. Distinguem-se das ancoragens tradicionais [1]:

- Por estarem incluídas no sistema hidráulico;
- Pelo facto de as cabeças das ancoragens não ficarem embutidas no betão, mas ficarem montadas no cilindro constituinte do sistema hidráulico;
- Pelo facto de as velocidades de tensionamento serem maiores;
- Pelo facto de as potências das bombas serem de outra ordem de grandeza (maiores).
- Por poder tensionar ou aliviar os cabos.

Existem três tipos de soluções: mecânicas por rotação, eletroímãs e sistemas óleo-hidráulicos. Atualmente, os últimos são os mais usados e com garantias de eficiência aceitáveis. Nestes, os fluxos de óleo existentes no circuito hidráulico são comandado pelo sistema eletrónico, em que a função é manter, aumentar ou diminuir a intensidade de pré-esforço [1].

As ancoragens orgânicas (Figura 4.11), tal como as convencionais, podem ser ancoragens ativas (onde se confere a força, através do macaco hidráulico) ou passivas (suportam o esforço aplicado na extremidade ativa).



Figura 4.11 – Ancoragem ativa e Ancoragem passiva [24]

Nas ancoragens ativas encontram-se os cilindros hidráulicos (Figura 4.12)

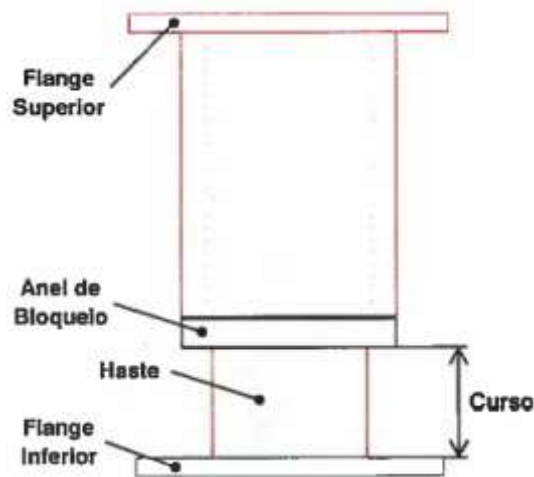


Figura 4.12 – Detalhe do cilindro hidráulico (imagem fornecida pela BERD)

4.3.3.4. Sensores e Sistemas de controlo

Nos sistemas de controlo ativo os sensores e os circuitos eletrónicos avaliam, traduzem e transmitem a informação do comportamento do sistema dinâmico para o controlador. Por sua vez, este processa a informação produzindo ordens de atividade que são convertidas em ações mecânicas pelos atuadores [1].

A medição de deformação a meio vão é conseguida através de sensores (transdutores de pressão). Para implementar esta técnica é colocado um reservatório num ponto no qual a deformação é nula (ou quase nula) e os sensores de pressão são distribuídos ao longo da estrutura, conectados por um circuito hidráulico (Figura 4.13). A alteração de pressão hidrostática pode ser convertida em variação de flecha.

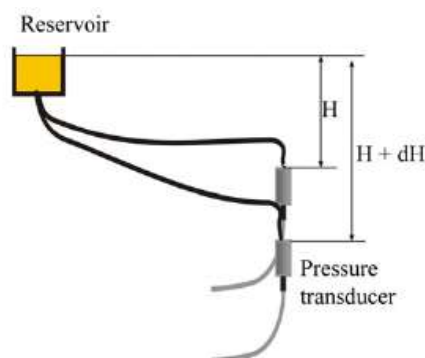


Figura 4.13 – Esquema de medição de pressão hidrostática [19]

4.3.3.5. Cabos

Os cabos compostos por cordões autoembainhados encontram-se localizados em planos verticais e podem ser interiores ou exteriores (numa estrutura genérica, mas exteriores em cimbres autolanzáveis), porém, têm de ser obrigatoriamente não aderentes (por causa da necessidade de retensionamento dos cabos OPS) [1]. Com isto, estes apresentam as condições necessárias para a sua aplicação em sistemas orgânicos, requerendo apenas algumas adaptações nas cabeças das ancoragens, porque nestes sistemas é sempre necessário ter precauções especiais quanto à fadiga dos cabos e das cabeças das ancoragens e ao desgaste mecânico provocado pelo deslizamento dos cabos [1].

4.4. MODOS OPERACIONAIS DO OPS

O equipamento OPS é constituído por modos operacionais, consoante a fase de construção em causa. As diferenças destes modos relacionam-se com as exigências que cada fase impõe. Assim, os modos mais relevantes estão descritos no quadro seguinte.

Quadro 4.3 – Modos Operacionais do OPS

| Modos | Ação |
|------------------------|--|
| Inativo | acontece na fase de monotorização |
| Zerar a Flecha | acontece na altura do zeramento |
| Modo de Posicionamento | acontece na altura do posicionamento |
| Modo Betonagem | acontece na betonagem do tabuleiro |
| Modo Pré-esforço | aplicação do pré-esforço na obra de arte |

4.5. VARIÁVEIS

Na tecnologia OPS podem encontrar-se três tipos de variáveis principais: o curso [mm], a flecha [mm] e força OPS [ton].

4.5.1. CURSO

O curso é o comprimento visível da haste do cilindro (Figura 4.12).

A variável curso é medida através de um sensor de posição linear magnetostritivo (Figura 4.14) que mede a variação de comprimento da haste do cilindro e está fixo em dois pontos (um no corpo do cilindro e outro na flange inferior do cilindro).



Figura 4.14 - Sensor de posição linear (imagem fornecida pela BERD)

4.5.2.FLECHA

A flecha é entendida como a medição da deformação a meio vão do cembre.

A medição da deformação a meio vão é conseguida através de sensores, tal como foi descrito em 4.3.3.4. A variável flecha é obtida através das alterações da pressão hidrostática que se calcula utilizando a seguinte equação:

$$\Delta p = d h \cdot \rho \cdot g \quad (4.1)$$

Antes da medição da flecha existe um modo operacional a efetuar chamado “zerar”. Este modo permite alterar o valor de referência da variável flecha, evitando a acumulação de erros nos sensores de medição. Deve ocorrer depois de se efetuar o posicionamento (ver subcapítulo 4.5.3), não quer isto dizer que a flecha é zero. Convém referir que nem sempre o sistema é “zerado”; nos casos em que ele não é “zerado” o valor de referência passa a ser o do último “zeramento”.

4.5.3.FORÇA OPS

Entende-se por força OPS, a força necessária para controlar as deformações instaladas. Calcula-se de acordo com a equação seguinte:

$$OPS = OP_0 + OP_P + OP_A + \Delta OP \quad (4.2)$$

Da equação 3.2 entende-se como OP_0 a força de posicionamento de OPS e é esta a força instalada no sistema OPS, com o intuito de garantir a integridade da estrutura em caso de falha do sistema OPS. Este processo é denominado por “Posicionamento”.

O OP_P é a força passiva do OPS e entende-se como a força instalada passivamente nos cabos do OPS, resultante da deformação do cembre.

O OP_A é denominada de força ativa e é a força introduzida nos cabos de pré-esforço, devido ao incremento do curso dos atuadores.

Por fim, o ΔOP é a variação de força e é o resultado das imprecisões ou falta de calibração do sistema de medição. Afeta apenas a força ativa do OPS.

Caso seja necessário medir a variável força, OP , é possível fazê-lo sabendo a pressão (Figura 4.15) existente nas duas interfaces cilindro-fluidos (óleo) e a área dessas interfaces, atendendo à relação:

$$F = p \cdot A \quad (4.3)$$

onde p é a pressão do fluido e A é a área de contacto.

Na figura seguinte é apresentada F dependendo das variáveis A_1 , p_1 e A_2 , p_2 .

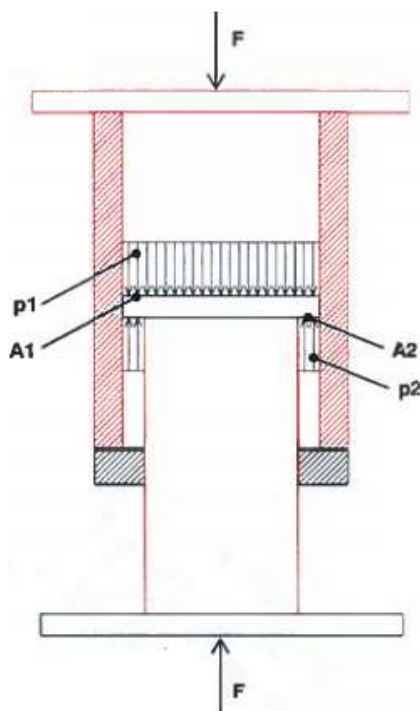


Figura 4.15 – Esquema para determinação da Força (imagem fornecida pela BERD)

4.6. MÉTODO CONSTRUTIVO COM CIMBRE AUTOLANÇÁVEL

O método construtivo de pontes e viadutos com recurso a cimbres autolancáveis tem a sua intervenção ao nível do solo nas zonas dos encontros. Por vezes, este tipo de intervenção estende-se às zonas dos pilares.

Adicionalmente a eficácia e rentabilidade é tanto maior quanto mais vãos (ou ciclos de betonagem) forem executados [21]. O processo de betonagem em cimbres autolancáveis superiores ou inferiores equipados com a tecnologia OPS pode ser descrito, genericamente, da seguinte forma [21, 22, 25]:

- 1º- Aplicação da Força de Posicionamento do OPS (estabelecida em projeto) e posteriormente “zerar” o sistema;
- 2º- Fecho da cofragem, colocação das armaduras, betonagem (Figura 4.16) e início da monitorização e atuação do OPS; a betonagem deve abranger a largura total do tabuleiro, começar junto ao pilar mais afastado (pilar mais longe em relação à parte já betonada), percorrer simultaneamente 1/5 do vão para os dois lados e continuar em direção ao encontro já betonado;

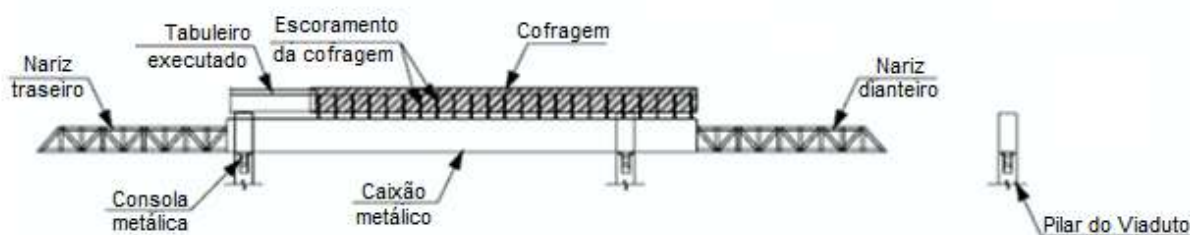


Figura 4.16 – 2º Fase do processo de betonagem [25]

- 3º- Quando o betão da obra de arte ganha presa e obtém a resistência mínima é aplicado o pré-esforço, desativa-se o OPS e procede-se à abertura da cofragem (Figura 4.17); depois de se desativar o OPS a estrutura (cimbre) comporta-se como uma estrutura metálica.

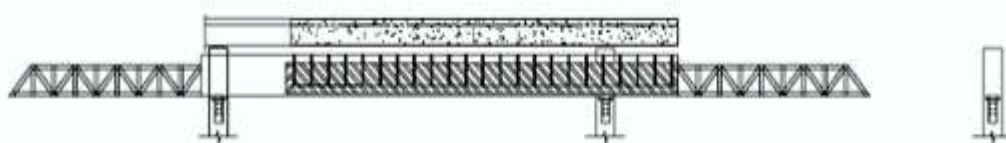


Figura 4.17 – 3º Fase do processo de betonagem [25]

- 4º- Avanço do cimbre para o tramo seguinte (Figura 4.18); esta fase é a mais delicada do processo. Contudo pelo facto de a estrutura beneficiar da tecnologia OPS esta revela-se mais leve o que se reflete numa movimentação de menor massa e menor esforço no avanço do cimbre [19], reduzindo a probabilidade de possíveis problemas;

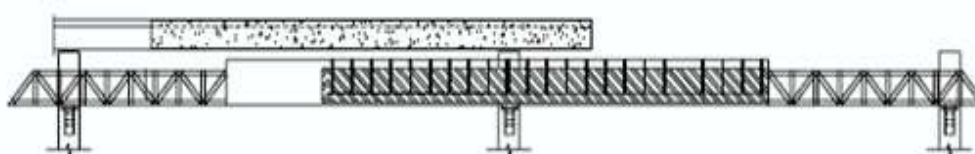


Figura 4.18 – 4º Fase do processo de betonagem [25]

- 5º- Colocação do cimbre na posição de betonagem (Figura 4.19), ou seja, este deve efetivar um comprimento de betonagem abrangendo o remanescente da fase anterior e (geralmente) 1/5 do vão seguinte; e reiniciação do ciclo pela primeira fase.

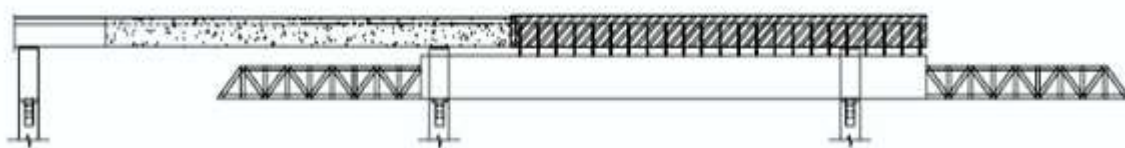


Figura 4.19 – 5ª Fase do processo de betonagem [25].

Quando se trata do primeiro vão, parte do mesmo deve ser executado com recurso ao cembre ao solo devido às interferências deste vão com o encontro;

Nas figuras seguintes são apresentadas algumas configurações possíveis para a cofragem em cimbres inferiores (Figura 4.20) e superiores (Figura 4.21).

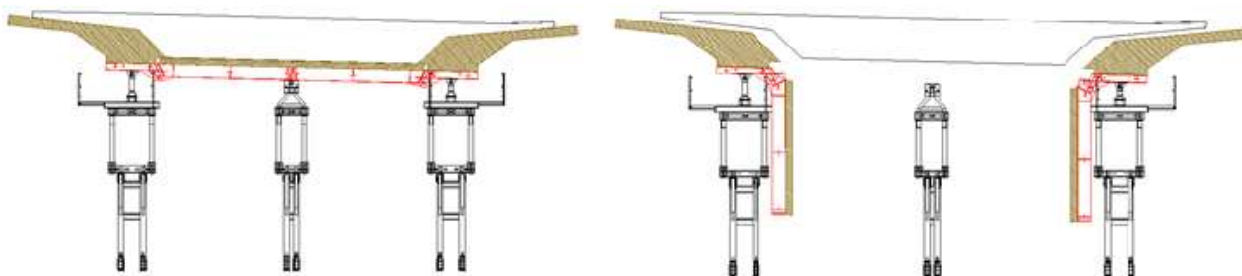


Figura 4.20 – Configurações da cofragem fechada ou aberta em cimbres inferiores (imagem fornecida pela BERD)

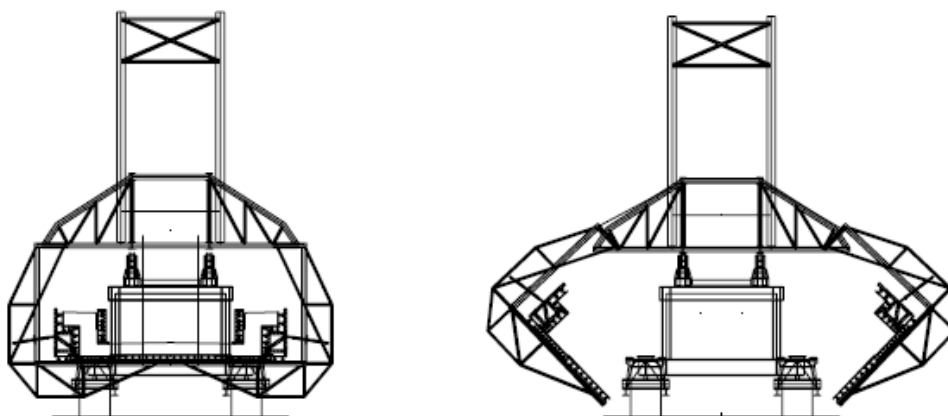


Figura 4.21 - Configurações da cofragem fechada ou aberta em cimbres superiores [20]

O processo descrito anteriormente está estimado para se executar cada ciclo no prazo de uma semana, desta forma, apresenta-se de seguida um possível ciclo de trabalho:

- 1º dia- Esticamento dos cabos de pré-esforço do tabuleiro;
- 2º dia- Avanço do cembre;
- 3º dia- Força de Posicionamento, zerar e colocação de armadura;
- 4º dia- Colocação de armadura (continuação);
- 5º dia- Betonagem;
- 6º dia- Cura do betão;

7º dia- Cura do betão (continuação).

4.7. OUTRAS ESTRUTURAS COM OPS

Esta tecnologia foi desenvolvida também com vista a ser aplicada em pontes rodoviárias, contudo deverá ser empregue somente em casos com grandes condicionalismos, já que, e conforme já escrito anteriormente, de outra forma, será pouco rentável. Para além disso, as velocidades dos carregamentos deverão ser limitadas [1].

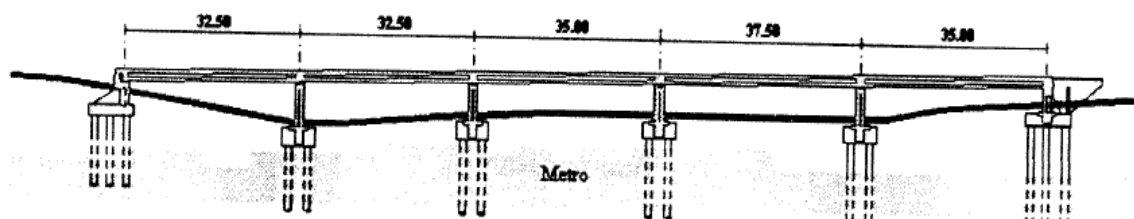


Figura 4.22 - Corte Longitudinal de um viaduto sobre uma estação de Metro [1]

O Professor Pedro Pacheco fez um ensaio numérico da ponte ilustrada na figura anterior, ponte essa que tinha grandes condicionalismos justificativos da utilização do OPS e que resultavam do facto de este viaduto se desenvolver sobre uma estação de Metro [1].

O presente contexto tecnológico permite alargar a aplicação do OPS circunscrita a pontes e viadutos rodoviárias, alargando a sua aplicabilidade a outro tipo de estruturas, proporcionando-lhes melhorias comportamentais de acordo com as mais-valias deste sistema.

4.7.1. SILOS E RESERVATÓRIOS PRÉ-ESFORÇADOS

A utilização do OPS nas paredes dos reservatórios (ou silos), ao invés de pré-esforço fixo, resultará numa diminuição significativa das armaduras e das secções de betão armado. O pré-esforço fixo impõe elevadas compressões nas paredes quando o reservatório se encontra vazio, sendo altamente prejudicial para o seu correto funcionamento [1].



Figura 4.23 - Esquema de aplicação de OPS em Silos pré-fabricados [1]

A utilização do OPS colmata este problema, dado que, como já foi explicado, o grau de atuação de pré-esforço é dependente das solicitações. A sua adequabilidade torna-se tanto maior quanto maiores forem os períodos de carregamentos e o conhecimento das solicitações.

4.7.2. REABILITAÇÃO DE PONTES E VIADUTOS

O aumento dos volumes, das cargas de tráfego e das exigências dos critérios de segurança, levou a que as pontes degradadas (Figura 4.24) ou antigas não cumprissem os níveis mínimos de exigência estipulada. O uso do OPS é vantajoso, uma vez que permite que sejam assegurados esses níveis quer do seu comportamento em serviço e em rotura, quer a nível de durabilidade [1].



Figura 4.24 – Exemplo de ponte degradada – Ponte da Carvalha [26]

5

APLICAÇÃO AO CASO PRÁTICO

5.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

Pretende-se, neste capítulo, aplicar os métodos de análise de fiabilidade a um caso prático real, a construção dos viadutos integrantes da autoestrada A11 (Figura 5.1), situados em Bruges, na Bélgica.



Figura 5.1 – Viaduto K32

Este caso de estudo integra dois viadutos, K32 e K34, que são compostos por dois tabuleiros paralelos independentes. Estes viadutos têm um comprimento total de aproximadamente 770 e 217 metros (Quadro 5.1), respetivamente, e cujos vãos têm variações de comprimentos entre 24,40 e 34,66 metros.

Quadro 5.1 Resumo das características dos viadutos

| Nome | Número de Vãos | Comprimento total do viaduto (m) |
|-------|----------------|----------------------------------|
| K32/L | 23 | 772,8 |
| K32/R | 23 | 763,9 |
| K34/L | 7 | 216,9 |
| K34/R | 7 | 218,8 |

A obra teve início a 1 de setembro de 2014 e tem data prevista para o término em março de 2017, o que significa que a sua construção decorreu em simultâneo com a elaboração deste documento.

A secção transversal é do tipo laje vigada em betão armado maciço, ou seja, sem secções ocas, tal como é ilustrado na Figura 5.2.

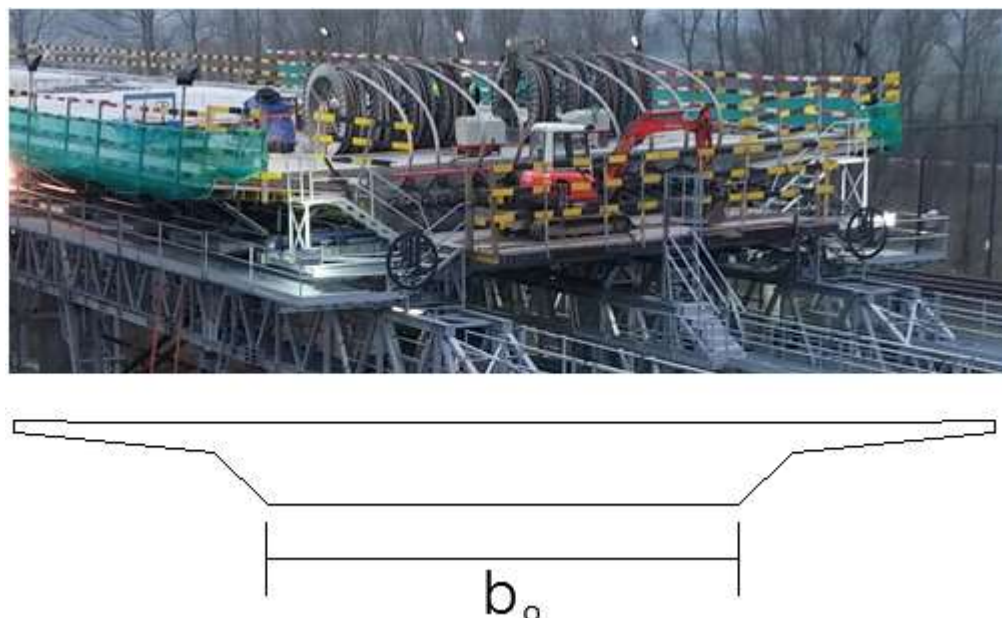


Figura 5.2 – Secção transversal

A largura da base da secção transversal, b_0 , não é sempre constante como se pode ver no quadro seguinte.

Quadro 5.2 – Variação da largura b_0

| Viaduto | Intervalo de variação (m) |
|---------|---------------------------|
| K32/L | [7,00;8,00] |
| K32/R | 7 |
| K34/L | 7 |
| K34/R | [7,00;8,85] |

Nesta construção foi aplicado o método construtivo com cimbres autolanzáveis inferiores, composto por três vigas de lançamento paralelas, denominadas ao longo do documento por VE, VC e VD, Viga Esquerda, Viga Central e Viga Direita, respetivamente. Este sistema construtivo é dotado da tecnologia de Pré-Esforço Orgânico – OPS, M35-I. Designa-se M35-I, porque trata-se de um cimbra inferior (*Movable Scaffolding Systems Inferior*) e o número 35 representa a gama de comprimentos dos respetivos vãos a construir, neste caso 35 metros cada.



Figura 5.3 – Cimbra Inferior e Escoras de Desvio

Tratando-se de um cimbra inferior, como foi exposto no capítulo anterior, as selas e as escoras de desvio são elementos vinculativos ao sistema, formando um só conjunto (Figura 5.3).

5.2. MODELAÇÃO

5.2.1. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

O estudo incidirá em cimbres autolanzáveis com OPS, fazendo uso de metodologias correntes de fiabilidade estrutural. Para tal recorreu-se aos *valores teóricos*, originários dos modelos de cálculo fornecidos pela empresa detentora da exclusividade do sistema OPS, a BERD, e aos valores provenientes da monitorização em obra durante a fase de construção (denominados de *valores de obra*). Os *valores teóricos* podem ser entendidos também como os valores do modelo numérico.

Devido à coincidente calendarização da obra com a realização deste estudo, obtiveram-se dados de apenas 5 vãos, respeitantes ao tabuleiro da esquerda do viaduto K32, o que equivale, efetivamente, a 15 valores das vigas (cada vão é composto por três vigas de lançamento).

Na análise irão ser apresentados apenas os dados relativos aos vãos ou vigas representativas, sendo que os restantes poderão ser consultados em Anexo. Entenda-se por vão o espaço compreendido entre dois pilares, menos cerca de 1/5 do vão anterior e ainda cerca de 1/5 do vão seguinte.

Através do modelo fornecido foi possível obter diretamente as variáveis Flecha e Força. A Flecha obtém-se no modelo com auxílio de seis nós por viga (três grupos de dois nós) representando os sensores (Figura 5.4), quatro junto aos pilares (dois junto ao pilar da esquerda e dois junto ao da direita) e os outros perto do meio vão (ver subcapítulo 4.5.2).

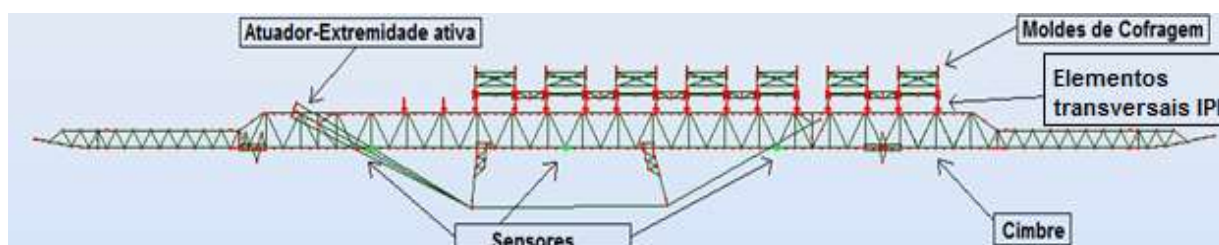


Figura 5.4 - Esquema de Modelação

A Força também foi obtida no modelo de cálculo, atendendo aos três elementos (um por viga) que modelam os cilindros ou atuadores (Figura 5.4).

O Curso, por sua vez, foi determinado com recurso a cálculos indiretos – testes que relacionam a Força e o Curso (ver subcapítulo 5.2.2).

Visto que os dados fornecidos (*valores de obra*) se apresentavam em função do tempo de betonagem, foi necessário transformar os *valores teóricos*, obtidos pelo cálculo, dependentes da mesma unidade (o tempo), tornando-os comparáveis.

Para se obter esta conversão recorreu-se aos registos de entrada e saída dos camiões em obra. Assim, conseguiu-se saber a hora do início e do fim de betonagem e, ainda, o volume de betão descarregado, referente a esse intervalo de tempo. Desta forma, com o volume e tempo acumulado conseguiu traçar-se a curva das variáveis segundo o tempo.

A modelação das cargas referentes à betonagem de cada vão realizou-se de modo faseado (4 fases). Cada fase correspondeu a um volume de betão e, por conseguinte a uma carga. Esta carga foi aplicada (no programa de cálculo) nos elementos metálicos transversais (tipo IPE) que suportam a cofragem (Figura 5.4), e foi distribuída pelos mesmos, de acordo com a distância de influência de cada estrutura (atribuiu-se a carga conforme o volume compreendido nessa largura de influência dos elementos).

Além desta, ainda foram incluídas as cargas do peso próprio do cimbra, dos elementos metálicos transversais, da cofragem, bem como dos equipamentos do sistema OPS. Em nenhuma delas se aplicam-se coeficientes de segurança, dado que o objetivo foi tentar reproduzir a realidade, de forma mais exata possível.

5.2.2.RELAÇÃO CURSO FORÇA DO ATUADOR

Apesar de o cilindro ser modelado por um elemento de barra, o curso deste não foi retirado diretamente do programa de cálculo, porque isso implicaria admitir que o comprimento do cabo real teria de ser precisamente igual ao comprimento dos elementos no modelo de cálculo. Além disto, os cabos necessitam de um comprimento de folga para a sua montagem em obra.

Nesse sentido, o cálculo do curso ficou a cargo da equação da reta obtida através da relação entre as variáveis curso e força, tendo em conta apenas a fase elástica dos cordões (segmento de reta laranja na Figura 5.5). Esta relação é conseguida através de ensaios experimentais executados pela BERD. Para efeitos de análise apresentam-se os dados da Viga Central, VC.

A maneira de se obter esta relação é a seguinte: primeiro o cabo é colocado com folga, de seguida é esticado até ser atingido a fase elástica. Através dos pontos foi aplicada uma regressão linear. Posteriormente foi necessário distinguir as duas fases, a fase com folga (segmento de reta cinzenta da Figura 5.5) e a fase elástica (segmento de reta laranja da Figura 5.5), e, dessa maneira alcançar a relação força-curso.

Com isto, qualquer Força em qualquer vão da viga central tem correspondência linear com o seu curso. Este procedimento foi executado para as três vigas.

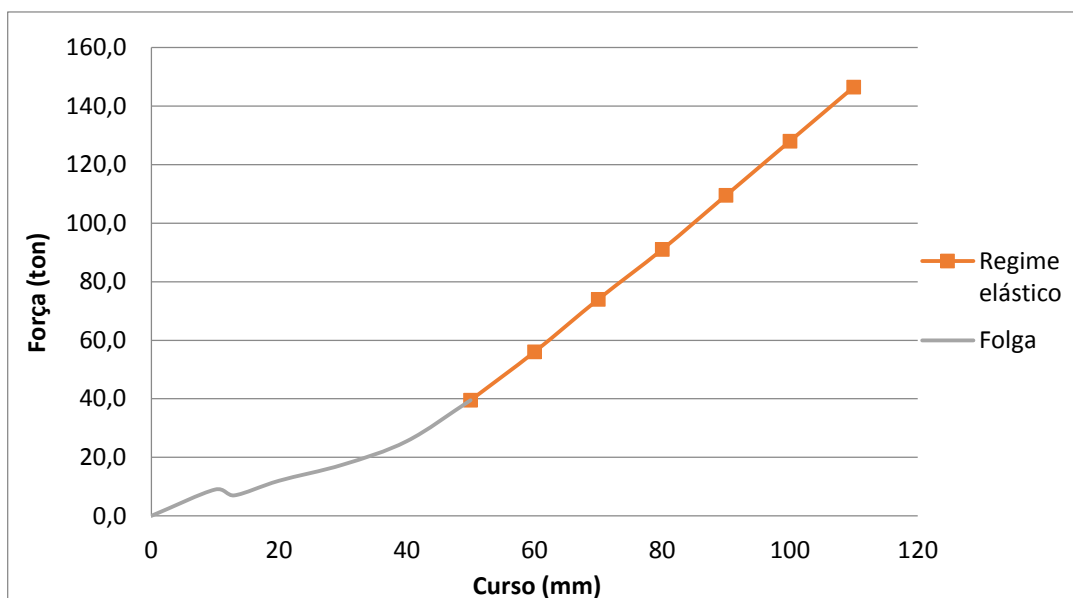


Figura 5.5 - Relação Curso-Força da VC

5.2.3. PARÂMETROS OPS

A flecha de controlo e o curso de posicionamento (do modo de posicionamento – subcapítulo 4.4) são parâmetros importantes para a caracterização da análise. Estes são indicados normalmente pela empresa BERD e são calculados criteriosamente dependendo da construção.

O modo de Posicionamento refere-se à altura a que se está a instalar a Força de Posicionamento, força essa importante para garantir a integridade do cembre (ver subcapítulo 4.4 e 4.5.3). A esta corresponderá um Curso de Posicionamento, como se pode ver no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 - Parâmetros OPS

| Vão | Curso de Posicionamento VE [mm] | Curso de Posicionamento VC [mm] | Curso de Posicionamento VD [mm] | Flecha de Controlo [mm] |
|----------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| 1 | 57 | 71 | 65 | 55 |
| Corrente | 20 | 45 | 28 | 0 |

A flecha de controlo é a flecha que, tal como o nome indica, controla o modo como se comportará o atuador, ou seja, se a flecha for inferior à flecha de controlo, não há atividade por parte do atuador. Se, de forma inversa, a flecha for superior à flecha de controlo, desta feita o atuador fica operacional, até que esta seja igual ou inferior à flecha de controlo.

No modelo de cálculo isto é simulado com base na flecha de controlo. Ou seja, quando a flecha (no modelo) é superior à flecha de controlo, aplica-se iterativamente no elemento que simula o atuador um alongamento de forma a aproximar a flecha à flecha de controlo.

Como se explicou anteriormente, este curso não se traduz no curso real, mas a força sim. Assim, consegue saber-se qual a força (ativa do OPS) necessária para se obter uma flecha aproximada à flecha de controlo. Caso seja necessário saber o curso, é sempre possível fazê-lo, recorrendo à relação curso-força, como se explanou anteriormente.

A BERD apresenta à empresa construtora o curso de posicionamento, e não a força, por aquele permitir ser visualizado de forma expedita no quadro de motorização do OPS. Além disto, torna-se mais simples aplicar as forças OPS através do curso, pois consegue-se incrementar o curso milímetro a milímetro (ou seja, com mais precisão), facto que não acontece com a Força. No entanto, é sempre possível, como foi dito anteriormente, obter as respectivas forças, apresentadas abaixo.

Quadro 5.4 – Curso e Força da VE

| Vão | Curso de Posicionamento VE [mm] | Força de Posicionamento VE [ton] |
|----------|---------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 57 | 89,4 |
| Corrente | 20 | 31,1 |

Quadro 5.5 - Curso e Força da VC

| Vão | Curso de Posicionamento VC [mm] | Força de Posicionamento VC [ton] |
|----------|---------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 71 | 75,9 |
| Corrente | 45 | 29,5 |

Quadro 5.6 - Curso e Força da VD

| Vão | Curso de Posicionamento VD [mm] | Força de Posicionamento VD [ton] |
|----------|---------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 65 | 89,2 |
| Corrente | 28 | 28,8 |

Analisando os quadros anteriores, observa-se que apesar de os cursos serem diferentes, as forças das vigas extremas (VE e VD) são muito próximas (isto é consequência da relação força-curso ser diferente). Tal situação não podia deixar de acontecer, uma vez que, para um bom funcionamento estrutural, a cargas atuantes simétricas deverão corresponder cargas de resposta simétricas.

No modelo de cálculo uma das primeiras etapas é ajustar a força que traduz a ação do atuador hidráulico, de forma que a força no elemento modelado (do atuador) seja igual à força de posicionamento. Para tal recorre-se, analogamente, ao método descrito anteriormente, ou seja, aplica-se um alongamento de tal forma que a força no elemento modelado seja idêntica à força de posicionamento real.

5.3. ANÁLISE DO PROCESSO DE BETONAGEM

5.3.1. ANÁLISE DA BETONAGEM DO VÃO 1

Devido à interferência que o vão inicial tem com o encontro, a betonagem daquele é executada parcialmente com recurso a cimbra ao solo e o restante com o cimbra autolanzável. Assim sendo, nesta análise é feita a distinção entre o vão 1 e os outros, porque essa perturbação resulta em comprimentos diferentes em relação aos restantes e consequentemente cargas diferentes. Além disso, a própria

localização dos apoios do cimbra em relação aos moldes de cofragem e em relação aos atuadores é diferente.

De seguida apresenta-se um quadro resumo das propriedades da estrutura a betonar no vão 1 e o volume a betonar em cada fase.

Quadro 5.7 – Betonagem Faseada - vão 1

| | | |
|---------------------------|--|------|
| Largura inicial b_0 (m) | | 7,38 |
| Largura final b_0 (m) | | 7,90 |

| Fase | Distância de betonagem (m) | Volume acumulado (m^3) |
|----------------|----------------------------|----------------------------|
| 1 | 13,50 | 222,9 |
| 2 | 7,50 | 344,9 |
| 3 | 7,50 | 465,8 |
| 4 | 7,15 | 579,9 |
| Σ 35,65 | | |

Com o intuito de simular a betonagem, a análise foi feita de forma faseada. A divisão de cada troço foi concretizada com os seguintes critérios e sabendo que cada estrutura metálica (Figura 5.6) tem uma largura de influência (neste caso 2,5 metros, excetuando nos elementos metálicos de extremidade):

- *Fase 1* – o número de elementos metálicos transversais solicitados pela ação da betonagem (Figura 5.4 e Figura 5.7) à direita do pilar mais afastado (da esquerda para a direita) deverá ser igual ao número de elementos metálicos transversais à esquerda do mesmo pilar; esse número corresponderá a uma distância, tendo em conta a largura de influência de cada elemento. Por exemplo, no caso da primeira fase do 1º vão, o número de elementos metálicos solicitados à direita do pilar mais afastado é de 3, ou seja, para o outro lado deste pilar, o número de elementos transversais a considerar deverá ser igual, 3. Com isto, concretizar-se-á uma distância de betonagem referente à fase 1, neste caso 13,50 metros (Quadro 5.7 e Figura 5.7).
- *Fases 2 e 3* – os elementos sobranes da fase 1 deverão ser divididos igualmente pelas restantes fases, ou seja, 3. Tomando o mesmo exemplo, neste vão, restarão 9 elementos o que, ao dividir pelas restantes fases, corresponderá a 3 elementos por cada fase. Esse número de elementos metálicos transversais corresponderá, de igual forma, a uma distância de betonagem, nestes casos 7,50 metros (Figura 5.8 e Figura 5.9).
- *Fase 4* – a distância de betonagem, referente a esta fase, será a remanescente. Apesar de ter o mesmo número de elementos metálicos transversais, a largura de influência do elemento extremo à esquerda não perfará a mesma distância em relação às fases 2 e 3 e será neste caso de 7,15 metros (Figura 5.10).

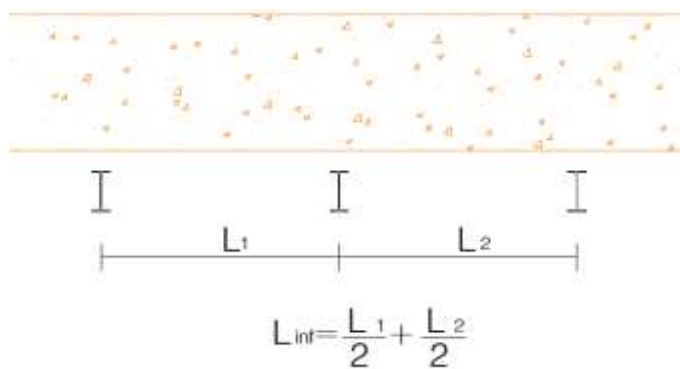


Figura 5.6 – Esquema para se obter o a largura de influência do elemento metálico

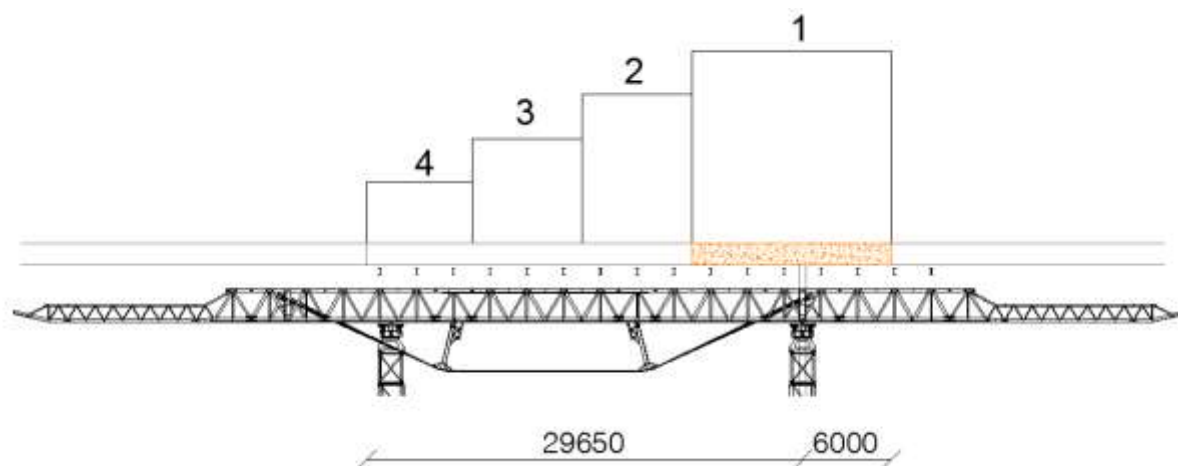


Figura 5.7 - Fase de betonegação 1 - vão 1

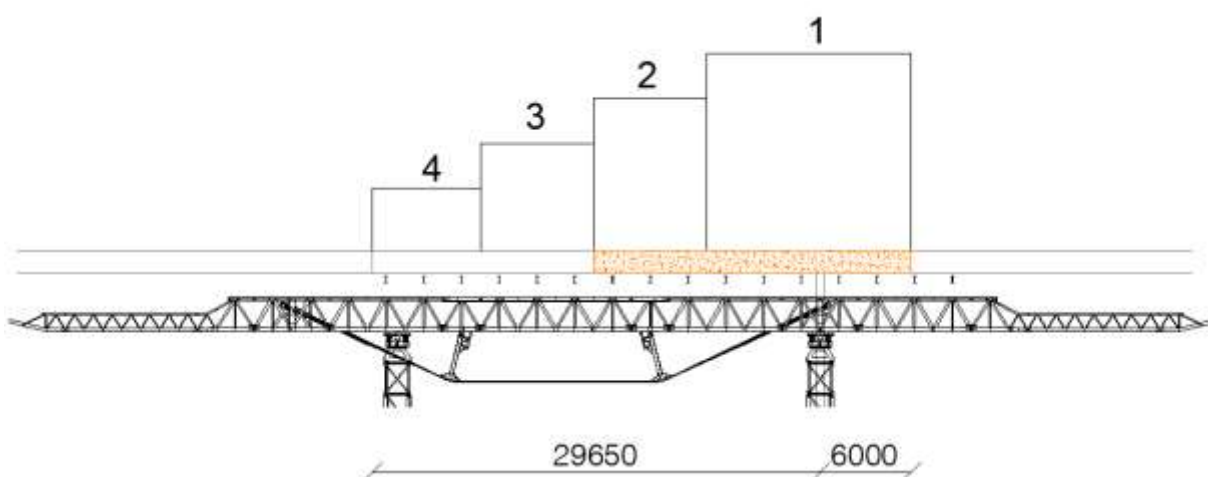


Figura 5.8 - Fase de betonegação 2 - vão 1

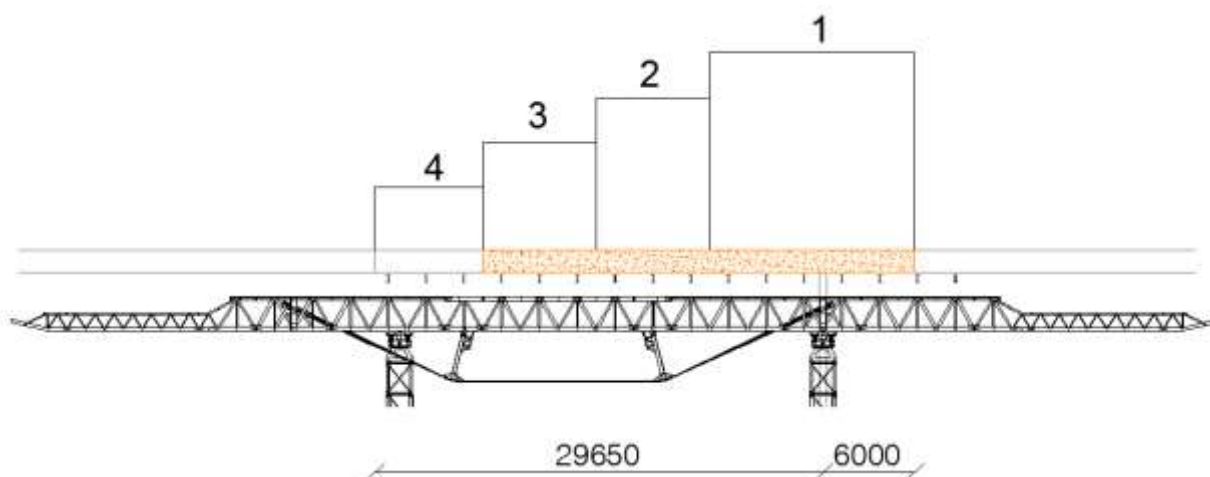


Figura 5.9 - Fase de betonagem 3 - vão 1

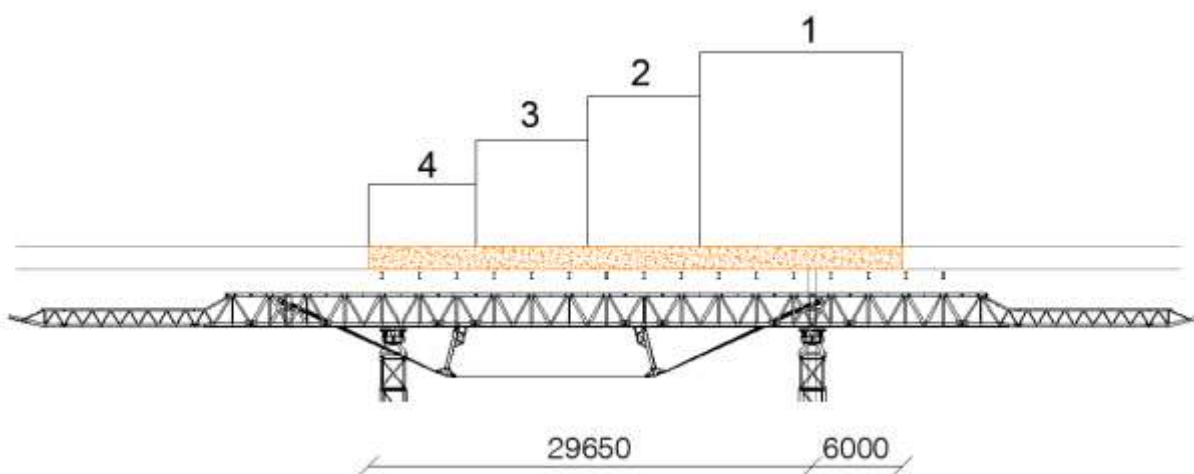


Figura 5.10 - Fase de betonagem 4 - vão 1

De seguida, apresentam-se os resultados relativos à análise dos valores teóricos (Quadro 5.8) e valores de obra (Quadro 5.9) referentes à viga central, VC, do primeiro vão. Recorde-se que a flecha de controlo é 55mm. A flecha de controlo toma este valor com o intuito de compatibilizar deformações diferentes entre o segmento a betonar e o segmento betonado com cimbra ao solo. O curso de posicionamento é 71mm, resultando numa força de posicionamento igual a 75,984 ton.

Quadro 5.8 – Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da Viga Central (VC) - vão 1

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 71 | 0,0 | 76,0 |
| 1 | 71 | -1,1 | 88,8 |
| 2 | 71 | 27,2 | 177,1 |
| 3 | 81 | 55,0 | 289,0 |
| 4 | 105 | 55,0 | 380,2 |

Quadro 5.9 – Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da Viga Central (VC) - vão 1

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 71 | 0,3 | 74,0 |
| 1 | 71 | 7,9 | 96,0 |
| 2 | 71 | 32,1 | 164,0 |
| 3 | 82 | 54,4 | 268,0 |
| 4 | 88 | 53,3 | 287,9 |

Em cimbres inferiores, correntemente, a flecha de controlo é zero. Todavia, neste vão a flecha de controlo é diferente de zero com o intuito de compatibilizar deformações do cimbra ao solo (mais deformável) e do cimbra autolanzável (deformabilidade controlada).

Com isto, utilizando os valores de obra e sabendo os valores provenientes do cálculo, é possível traçar um gráfico (Figura 5.11, Figura 5.12 e Figura 5.13) para as diversas variáveis (curso, flecha e força) em função do tempo, considerando que a betonagem teve um início aproximadamente às 6h01 e terminou aproximadamente às 13h40.

5.3.1.1. Curso Vão 1

Na figura seguinte estão representadas as curvas (dos valores teóricos e dos valores em obra) referentes ao curso. Essas curvas são de extrema importância, dado que definem inequivocamente se o OPS está ou não em funcionamento. Se estiver em atividade as curvas deverão variar de forma ascendente ou descendente¹, querendo isto dizer que os cabos estão a ser tensionados ou aliviados, respetivamente. O caso oposto, no qual as curvas não apresentam quaisquer variações, implica que não houve funcionamento do atuador da ancoragem orgânica.

¹ Genericamente, nos casos em que as curvas apresentam declives negativos, pode-se dizer que os cabos estão a ser aliviados. Normalmente, isto só acontece quando as cargas variáveis são cíclicas (carga e descarga). Só há este tipo atuação, pois o algoritmo de controlo é constituído por 3 fases: fase de tensionamento, fase de inatividade e fase relaxamento. Esta fase não é perceptível ao longo da análise. Para mais aprofundamento consultar [1].

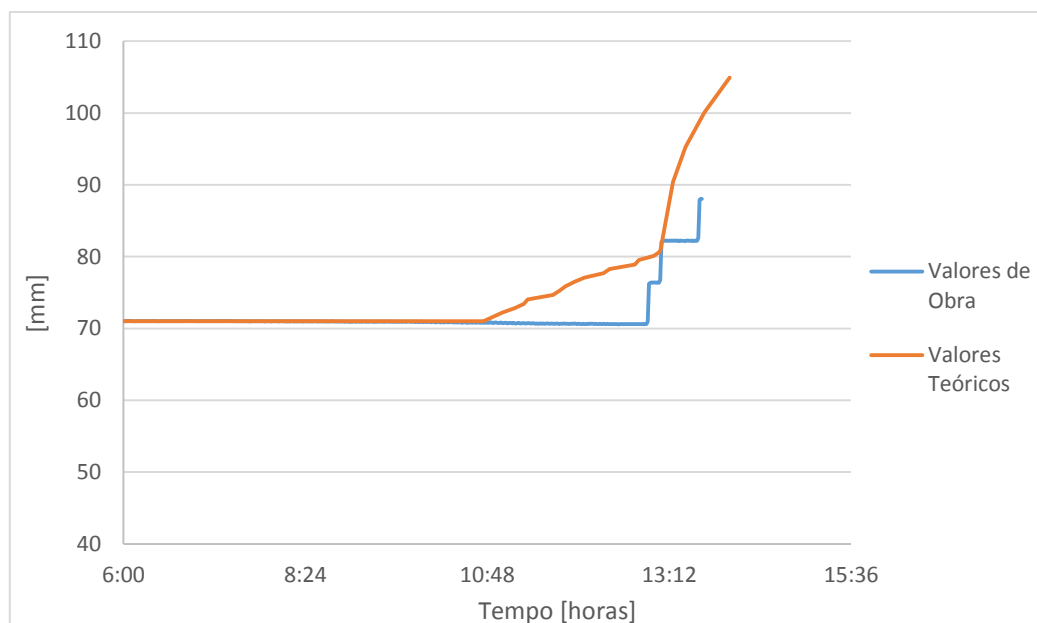


Figura 5.11 - Curva do Curso da Viga Central (VC) em função do tempo – Vão 1

Na Figura 5.11 as curvas começam com valores referentes ao curso de posicionamento; é esperado (pelos valores teóricos) que o curso se mantenha constante até à fase três de betonagem, fase essa onde o atuador começa em atividade de tensionamento (curva ascendente).

Pelo gráfico da figura anterior depreende-se ainda que o andamento do curso dos valores de obra e teóricos não coincide totalmente durante a betonagem. Até o atuador começar a operar, as duas curvas coincidem e tomam o valor de posicionamento. Depois, o curso começa a aumentar, até que se atingem valores finais discrepantes entre si (Quadro 5.8 e Quadro 5.9). O instante de atuação entre estes é significativamente diferente, com a atuação referente ao valores de obra a apresentar um atraso de cerca 3h em relação ao esperado (valores teóricos).

Ou seja, os valores são idênticos até acontecer o início do funcionamento do atuador, passando a figurar desfasamentos quer a nível de valores, quer a nível da ocasião de atuação.

5.3.1.2. Flecha Vão 1

Na análise da flecha considera-se os valores negativos, as deformações ascendentes e os valores positivos, as deformações contrárias.

Uma vez que a análise inicia apenas depois de ser aplicada a força de posicionamento e do sistema ser “zerado” (ver subcapítulo 4.5.2), isso implica que a flecha provocada pelo posicionamento passa a ser a “flecha zero” (flecha de referência).

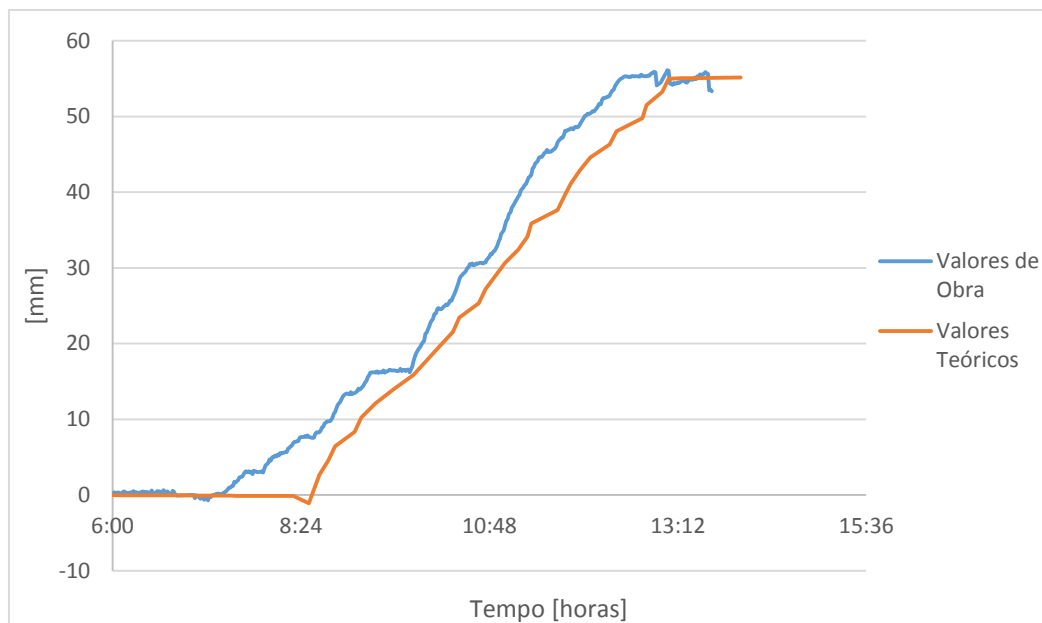


Figura 5.12 – Curva da Flecha da VC em função do tempo – Vão 1

Com o auxílio da curva dos valores teóricos da Figura 5.12, é expetável (valores teóricos) que a flecha comece em zero, de acordo com a explicação sobrejacente. Depois é esperado que cresça até atingir um patamar de 55 mm. Esse valor corresponde à flecha de controlo, indicando que, independentemente de a carga ter crescido continuamente (porque a betonagem continuou), a flecha estagnou. Isto acontece graças ao início do funcionamento do OPS, significando que a flecha resultante da força implementada pelo OPS anula a flecha (superior a 55mm) devido à betonagem.

Tal como na análise do curso, há um desfasamento entre os instantes de início de deformação do cimbra; neste caso os valores de obra estão adiantados 90 minutos em relação aos valores teóricos. O facto de os valores de obra, nesta variável, estarem com este adiantamento e de a variável curso estar atrasada cerca de 3 horas pode suscitar alguma ambiguidade; mas atente-se ao início da atuação do curso referente aos valores teóricos, o mesmo tem um incremento pouco acentuado na fase 3, quando comparado com o da fase 4. Isto quer dizer que a flecha na fase 3 será pouco superior à flecha de controlo (55 mm). O atuador em obra não terá atuado nesse instante, pois o algoritmo de controlo, por questões de segurança, tem em conta não só o valor da flecha nesse instante, mas também o valor de instantes anteriores (ver subcapítulo 4.5.2). Ora se se desprezar este incremento diminuto do curso dos valores teóricos e se se considerar apenas como início do curso, o instante no qual a curva teórica tem uma maior inclinação, esse atraso dos valores de obra deixa de se verificar.

Este desfasamento, contudo, provoca diferenças instantâneas (de flechas) quase irrisórias, no contexto da engenharia civil (de pontes), cerca de 10mm no máximo. Contudo, se se comparar este valor com os valores que limitam (simplificadamente) a flecha em projetos de pontes, como $L/1000$ ($=0,035$ metros), conclui-se que 10mm são inferiores a esse limite. Além disso, no final as flechas dos valores teóricos e em obra coincidem, o que torna o potencial problema verdadeiramente desprezável.

Em jeito de anotação, deve acrescentar-se que, no decorrer da análise do presente vão, surgiu uma situação geradora de algum ceticismo, quando a fase final da betonagem coincidiu com o patamar da flecha. Pela lógica, queria dizer que a flecha estagnou e o OPS começou a atividade, mas poderia ter havido algum erro por parte dos controladores dos camiões em obra ou algum erro na monitorização. Para se conseguir suprimir a incerteza, deve-se (e teve-se de) cruzar a informação com a curva relativa

ao curso (Figura 5.11) e, assim, perceber se há ou não uma modificação do curso correspondente à atividade ou não do OPS (ver sub-capítulo 5.3.1.1).

5.3.1.3. Força Vão 1

A força, tal como as outras variáveis, inicia-se com a força de posicionamento. Analisando as curvas dos valores teóricos e dos valores em obra pode não ser perceptível quando são introduzidas as forças ativas do OPS, pois a componente passiva do OPS varia à medida que o cembre se deforma (ver subcapítulo 4.5.3). Ou seja, mesmo quando o atuador não está ativo a Força OPS cresce. No entanto, se se analisar a curva dos valores de obra entende-se que aproximadamente às 13h12 existe um incremento brusco da força OPS. São esses incrementos que indicam o funcionamento do atuador.

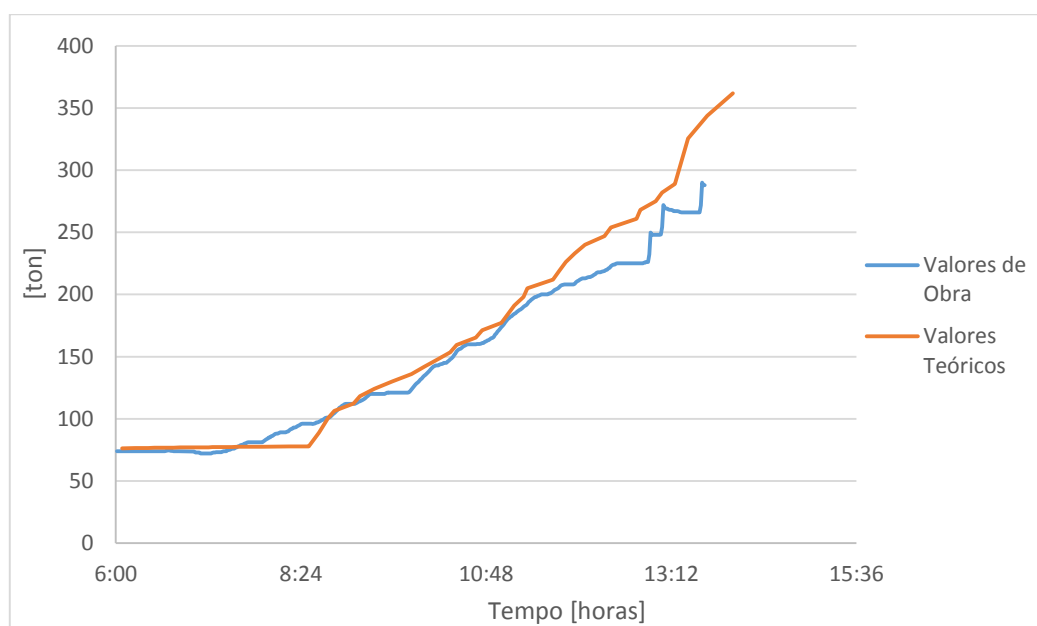


Figura 5.13 - Curva da Força da VC em função do tempo – Vão 1

A força, ao contrário das restantes variáveis, apresenta um andamento concordante na maioria do tempo com algumas diferenças localizadas. Ao avaliar as outras variáveis era exetável que estas não coincidissem. No entanto, se se associar o curso à Força ativa OPS (de forma direta) e a flecha à Força Passiva OPS (de forma indireta), conclui-se que possivelmente estas anularam as diferenças de atraso ou adiantamentos observadas nas outras variáveis.

No fim a Força total esperada é cerca de 120% da Força obtida em obra, ainda assim, esta diferença não tem efeito nenhum, em termos práticos.

5.3.2. ANÁLISE DA BETONAGEM DO VÃO CORRENTE

A análise do vão corrente recai sobre a viga central (VC) do segundo vão, porque se entendeu que esta seria uma viga representativo para a análise. Não obstante, todos os vãos têm cargas diferentes, pelo facto de a secção ser variável longitudinalmente, e consequentemente, os seus volumes variarem, de igual modo.

De notar que existe outra diferença neste segundo vão em relação aos outros (3º, 4º e 5º vãos). Apesar de ser irrelevante, a distância entre pilares nestes vãos é menor, cerca de 10 centímetros, ou seja, 34,53 neste segundo vão e 34,52 metros nos outros.

No quadro abaixo, apresenta-se um resumo das propriedades da estrutura a betonar no vão 2 e o volume a betonar em cada fase.

Quadro 5.10 – Betonagem Faseada - vão 2

| | | |
|---------------------------|--|------|
| Largura inicial b_0 (m) | | 7,90 |
| Largura final b_0 (m) | | 8,43 |

| Fase | Distância de betonagem (m) | Volume acumulado (m ³) |
|----------------|----------------------------|------------------------------------|
| 1 | 13,50 | 233,5 |
| 2 | 7,50 | 361,4 |
| 3 | 7,50 | 488,0 |
| 4 | 6,03 | 588,9 |
| Σ 34,53 | | |

À semelhança do que se fez no vão 1, neste também se simulou a betonagem dividindo cada fase com os critérios descritos em 5.3.1:

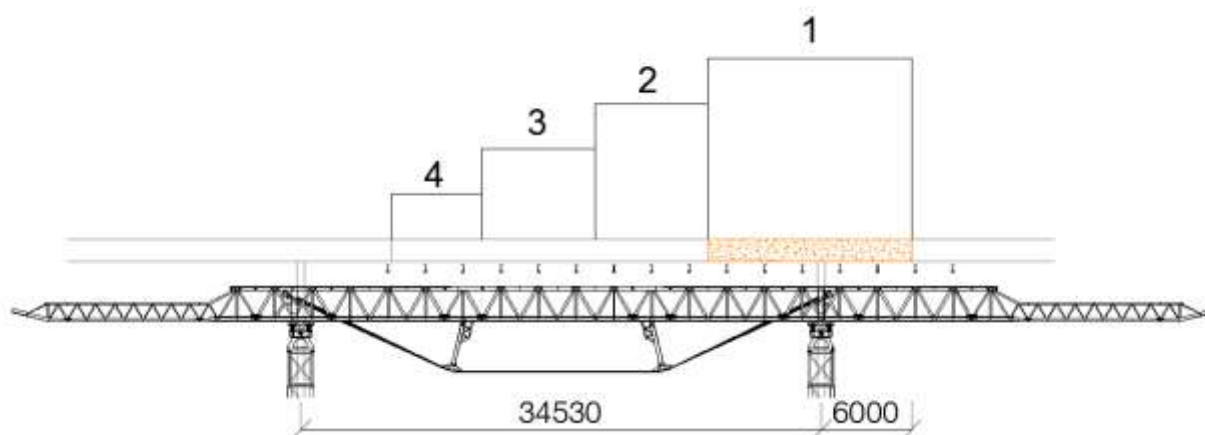


Figura 5.14 – Fase de betonagem 1 - vão 2

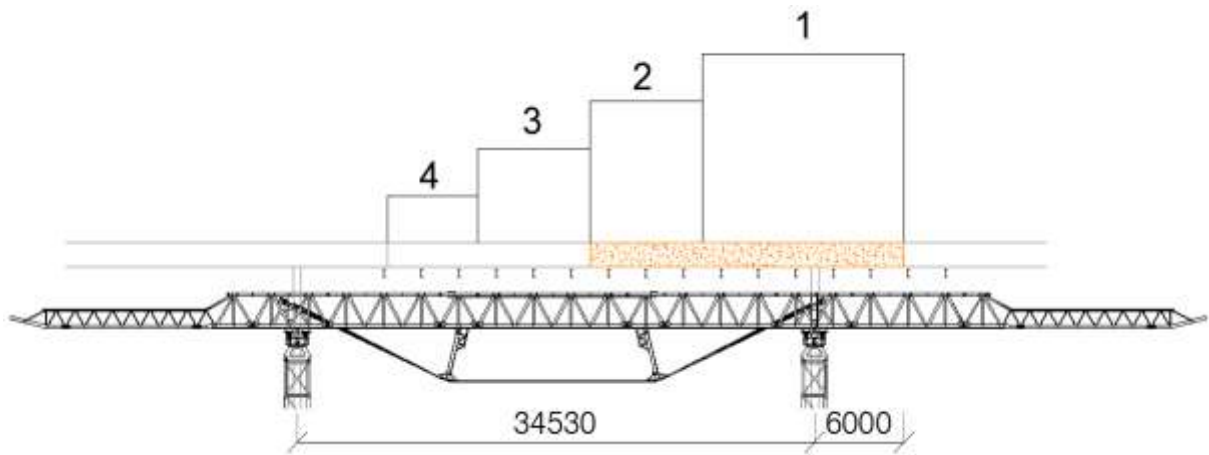


Figura 5.15 - Fase de betonagem 2 - vão 2

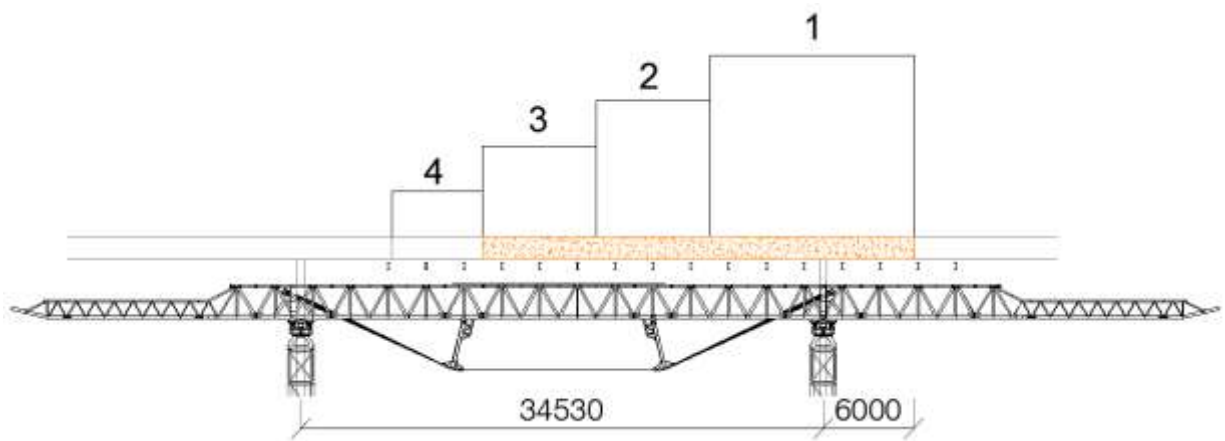


Figura 5.16 - Fase de betonagem 3 - vão 2

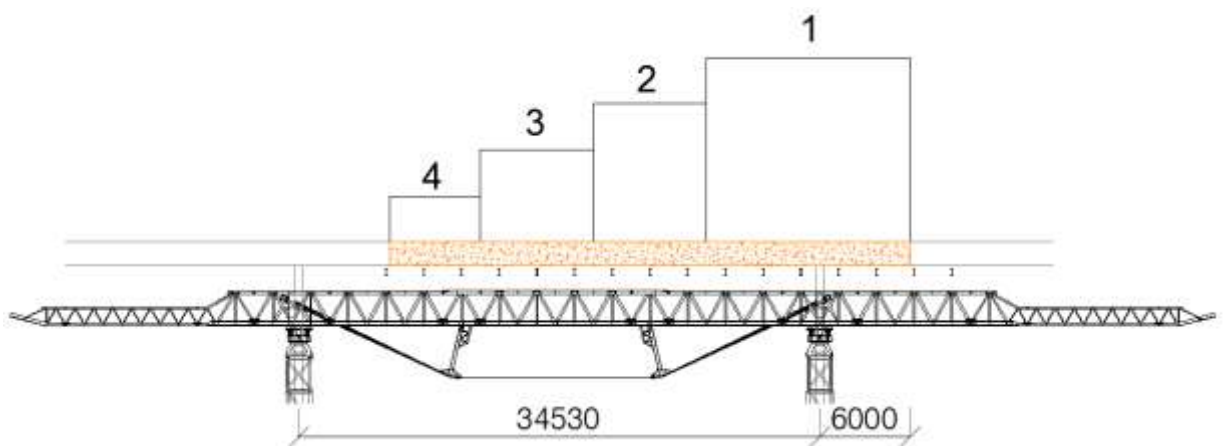


Figura 5.17 - Fase de betonagem 4 - vão 2

Nos quadros seguintes apresentam-se os valores teóricos e os de obra referentes à viga central, VC, deste vão. Recapitula-se que a flecha de controlo é 0 mm, implicando (conceitualmente) que o insignificante aumento de deformação resultará no acionamento do sistema orgânico. Em relação ao curso de posicionamento o seu valor é cerca de 45mm, resultando numa força de posicionamento teórica igual a 29,5 (em obra registou-se um valor igual a 47,0 ton, para o mesmo curso).

Quadro 5.11 – Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da Viga Central (VC) - vão 2

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 45 | 0,0 | 29,5 |
| 1 | 45 | 4,0 | 52,9 |
| 2 | 82 | 0,0 | 199,2 |
| 3 | 138 | 0,0 | 411,3 |
| 4 | 171 | 0,0 | 539,8 |

Quadro 5.12 – Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da Viga Central (VC) - vão 2

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 45 | 0,0 | 47,0 |
| 1 | 75 | -1,1 | 155,7 |
| 2 | 122 | 0,2 | 324,0 |
| 3 | 179 | -0,6 | 549,3 |
| 4 | 191 | -1,8 | 591,0 |

Valendo-se dos valores de obra fornecidos e sabendo os valores provenientes do cálculo, é possível traçar um gráfico (Figura 5.11, Figura 5.12 e Figura 5.13) para as diversas variáveis (curso, flecha e força) em função do tempo, tal como previamente executado, sabendo que a betonagem teve início às 6h00 e terminou aproximadamente às 15h15.

5.3.2.1. Curso Vão Corrente

De seguida, apresenta-se o gráfico da variável curso. Tal como no primeiro vão, esta variável tem grande importância.

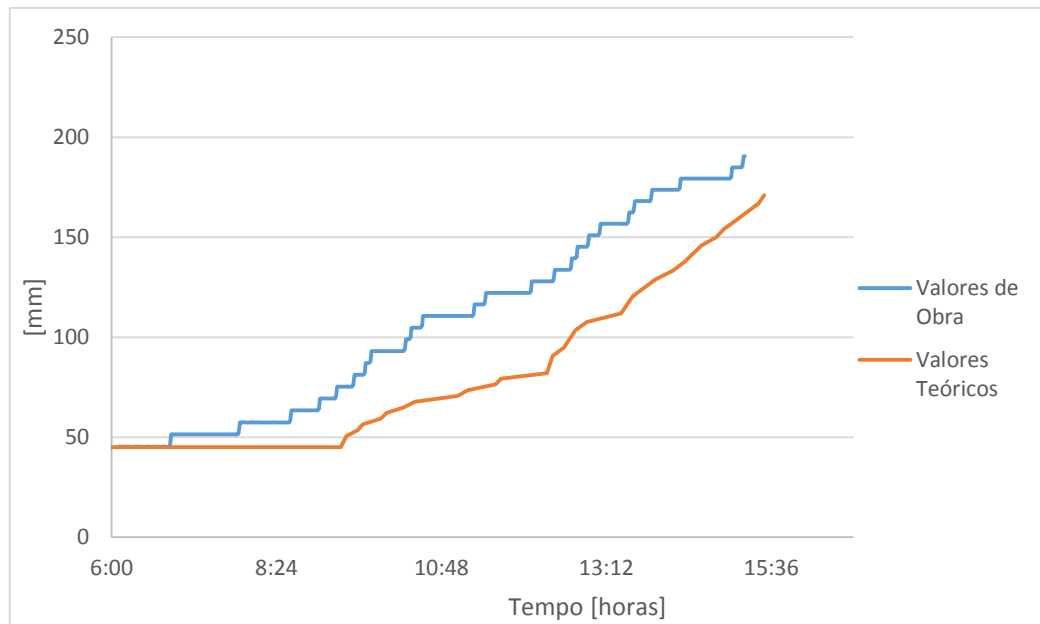


Figura 5.18 - Curva do Curso da VC em função do tempo – Vão 2

Com recurso à Figura 5.18 é possível perceber que as curvas começam com valores alusivos ao curso de posicionamento (cerca de 45mm). O início de atividade do atuador (por conseguinte, aumento do curso) em obra realizou-se antes do esperado (valores teóricos), com um adiantamento de cerca de 2 h 25. Depois de iniciar a atividade, o curso aumenta continuamente até ao fim da betonagem, sendo sempre evidente, ao longo do andamento das curvas, o desfasamento devido ao adiantamento registado. No entanto, o fim da betonagem acontece quase simultaneamente. No fim da betonagem, é notória uma diferença dos cursos, mas sem o mesmo grau de relevância como do primeiro vão.

5.3.2.2. Flecha Vão Corrente

O valor da flecha, devido ao “zeramento”, principia em zero milímetros (Figura 5.19), de acordo com o explanado em 4.5.2.

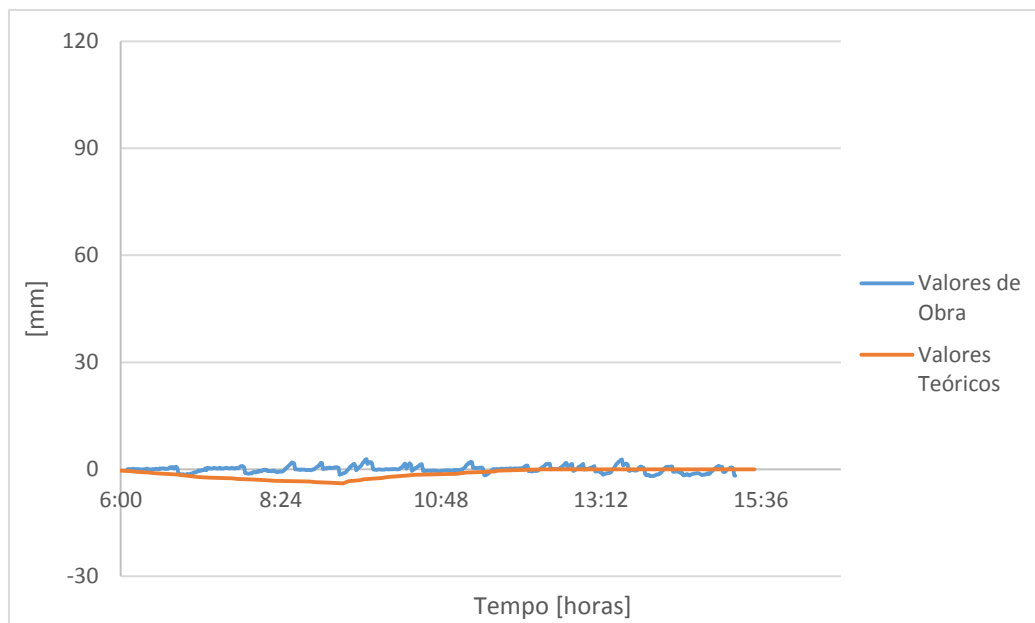


Figura 5.19 - Curva da Flecha da VC em função do tempo – Vão 2

Seguidamente, a flecha teórica decresce atingindo valores negativos de cerca de 4 milímetros, indicando um ligeiro levantamento por parte do cimbra. Posteriormente este retorna ao valor zero até ao fim da betonagem. Em relação à flecha de obra, esta apresenta algumas oscilações em torno do zero, tendo um desvio máximo cerca 1mm, valor compreensivelmente insignificante, de acordo com o contexto deste problema.

O valor negativo que surge nos valores teóricos da figura anterior, apesar de irrelevante, merece um pequeno reparo, uma vez que, à partida, este não seria exetável. Apesar de usualmente os pilares serem considerados rígidos (axialmente), na realidade estes não o são. Dessa forma, e para reproduzir a situação o mais próximo possível da realidade, modelou-se os pilares com apoios elásticos, o mais representativos possível da sua rigidez axial real. Com isto, a deformação negativa dos pilares devido às forças OPS poderá, ocasionalmente, resultar em flechas negativas do cimbra, tal como está reproduzido na figura anterior (valores teóricos). Ademais, os sensores não estão exatamente nos pilares, o que agrava a situação.

Adicionalmente, como a betonagem se inicia junto ao pilar mais afastado pode levar a que o cimbra sofra o levantamento, consequência de eventuais cargas (modeladas) maiores na zona do nariz (consola) do cimbra.

5.3.2.3. Força Vão Corrente

A força, tal como as outras variáveis, inicia-se com a força de posicionamento. Nesta existe, à partida, um desfaseamento da intensidade de forças (Figura 5.20), apesar de terem o mesmo curso (Figura 5.18).

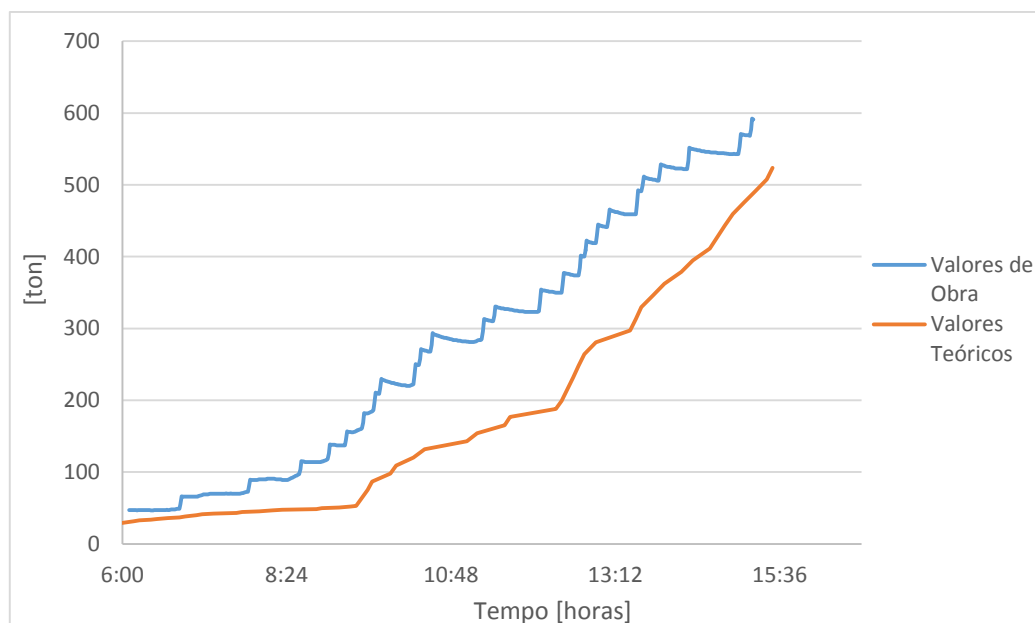


Figura 5.20 - Curva da Força da VC em função do tempo – Vão 2

A força, tal como o curso apresenta um atraso dos valores teóricos em relação aos valores de Obra, de cerca 2 horas e 25 minutos. Depois as forças OPS vão aumentando até atingirem quase simultaneamente o término da betonagem.

Contudo, a intensidade da força em obra, no fim da betonagem, teve um desvio em relação à teórica de aproximadamente 113%. Pode perceber-se que este cenário poderá ser mais gravoso do que o obtido em 5.3.1.3, pois, caso a discrepância destas forças fosse mais relevante, poderia indicar um subdimensionamento da força e respetivo atuador. Neste caso não tem, à partida, nenhuma influência.

5.4. ANÁLISE ESTATÍSTICA

5.4.1. VARIÁVEL ESTATÍSTICA

A importância de todas as variáveis dos sistemas OPS é grande aquando da caracterização de um projeto. Estas estão relacionadas direta ou indiretamente entre si.

A variável flecha é assumida como a variável de controlo. Assim, visto que a finalidade deste estudo é caracterizar a ação do sistema OPS, o estudo recaiu na avaliação da variável força, ou seja, da variável curso, dada a relação intrínseca destas variáveis. Além disto, estas são capazes de caracterizar de forma transparente o sistema OPS.

Uma vez que é através da força máxima (proveniente do cálculo) que se efetua o dimensionamento do cilindro do sistema OPS, a análise debruçou-se na comparação das *forças máximas obtidas em obra* (VF_o) com as *forças máximas obtidas pelo programa de cálculo* (VF_T).

Aos dados, respetivos às três vigas dos 5 vãos iniciais, acrescentou-se dados referentes a outras obras nas quais a tecnologia OPS foi utilizada. Com isto, conseguiu-se aumentar a amostra tornando-a mais representativa. Estes continham, ainda, dados referentes a cimbra inferiores e superiores. Por isso, analisou-se de forma separada, ou seja, em duas amostras, a dos cimbres inferiores e a dos cimbres superiores.

A variável aleatória, ε , usada para o estudo foi definida como o desvio normalizado da força e caracteriza-se da seguinte forma:

$$\varepsilon = \frac{VF_T - VF_0}{VF_T} \quad (5.1)$$

Pela equação anterior é possível verificar que os valores são normalizados em relação aos valores de força teóricos. Isto permite que a análise seja feita de forma global, pois consegue comparar dados de ordens de grandeza diferentes. Para melhor explicar esta situação, atenda-se ao seguinte caso: imagine-se os dois cenários e considerando ε' ($\varepsilon' = VF_T - VF_0$) como o valor da variável anterior não normalizada (valores absolutos).

1. $VF_{T,1}=80$; $VF_{0,1}=10$;
2. $VF_{T,1}=800$; $VF_{0,2}=100$.

No primeiro caso o valor de ε' é igual a 70 e no segundo caso igual a 700. Se se utilizar a variável normalizada, ε , estes dois casos assumem o valor de 0,875. Ou seja, nesta análise não é interessante perceber se o valor ε' é elevado ou não. O que é relevante é aferir se essa discrepância em relação ao valor teórico (da viga em análise) é elevada ou não. Assim, para se conseguir fazer esta análise foi necessário tornar os valores comparáveis entre si. Para tal usou-se ε (equação 5.1).

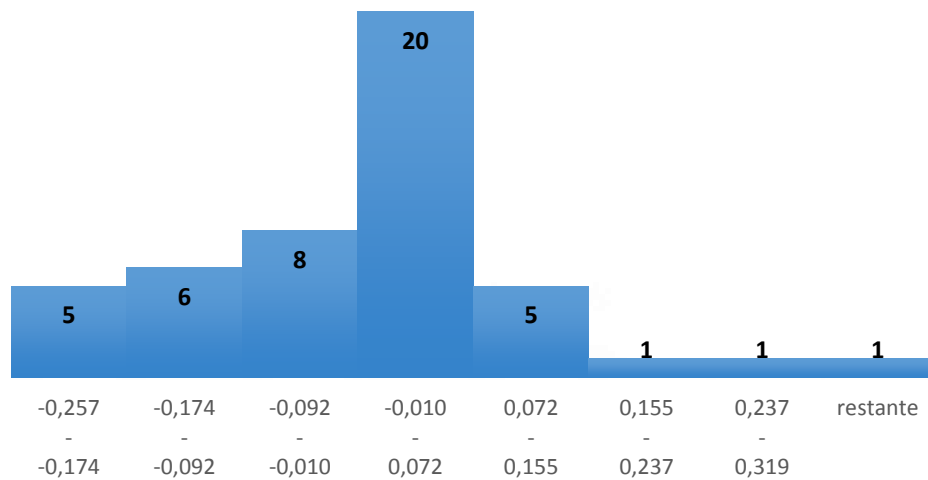
Por outras palavras, a variável escolhida é o desvio percentual, em relação ao valor da força teórica. Caso a análise fosse executada com valores absolutos, os erros de interpretação seriam relevantes e poderiam desvirtuar o estudo.

5.4.2. PARÂMETROS E FUNÇÃO DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE

Os parâmetros da variável ε não são conhecidos, mas podem ser estimados com base na amostra (ver subcapítulo 2.3.3).

5.4.2.1. Cimbres Inferiores

Em baixo é apresentado o histograma relativo à amostra dos cimbres inferiores. Indica o número de frequência de ε em cada classe.

Figura 5.21 – Histograma de ε para os cimbres inferiores

Os dados de ε são aproximadamente simétricos. Apesar do valor positivo do coeficiente de assimetria (Quadro 5.13), há alguns valores extremos à direita que o podem ter distorcido. De acordo com as representações gráficas apontam para, quanto muito, uma ligeira assimetria esquerda. Os coeficientes de assimetria e de achatamento são consistentes com o modelo normal.

No quadro seguinte são apresentados os parâmetros estatísticos referentes aos dados dos cimbres inferiores (este são alusivos aos dados expostos no subcapítulo 5.3 e os dados disponibilizados e tratados pela empresa, BERD), complementando a análise gráfica anterior, através de uma análise numérica apresentada de seguida.

Quadro 5.13 – Parâmetros de análise estatística dos cimbres inferiores

| | |
|---|----------------------|
| N | 47 |
| Média \pm Desvio Padrão ($\bar{x} \pm s$) | -0,0094 \pm 0,1182 |
| Coeficiente de Assimetria \pm erro padrão, ($\eta \pm \sigma_\eta$) | 0,1773 \pm 0,3466 |
| Coeficiente de Achatamento ($c \pm \sigma_c$) | 0,7253 \pm 0,6809 |
| Teste de Kolmogorov-Smirnov | p = 0,307 |

Como se pode analisar pelo Quadro 5.13, a média é um valor aproximadamente igual a zero, significando que o valor médio (num cembre inferior) de ε seja quase zero, ou por outras palavras, denota que o valor teórico é aproximadamente igual ao valor de obra.

Fazendo o teste de Kolmogorov-Smirnov (ver subcapítulo 2.5.1.1), verifica-se que não se rejeita a normalidade ao nível significância de 5%. Conclui-se, assim, que se pode fazer a análise da amostra com recurso à distribuição normal.

Assim, apresenta-se uma figura que compara graficamente a poligonal da amostra com a curva normal teórica (Figura 5.22).

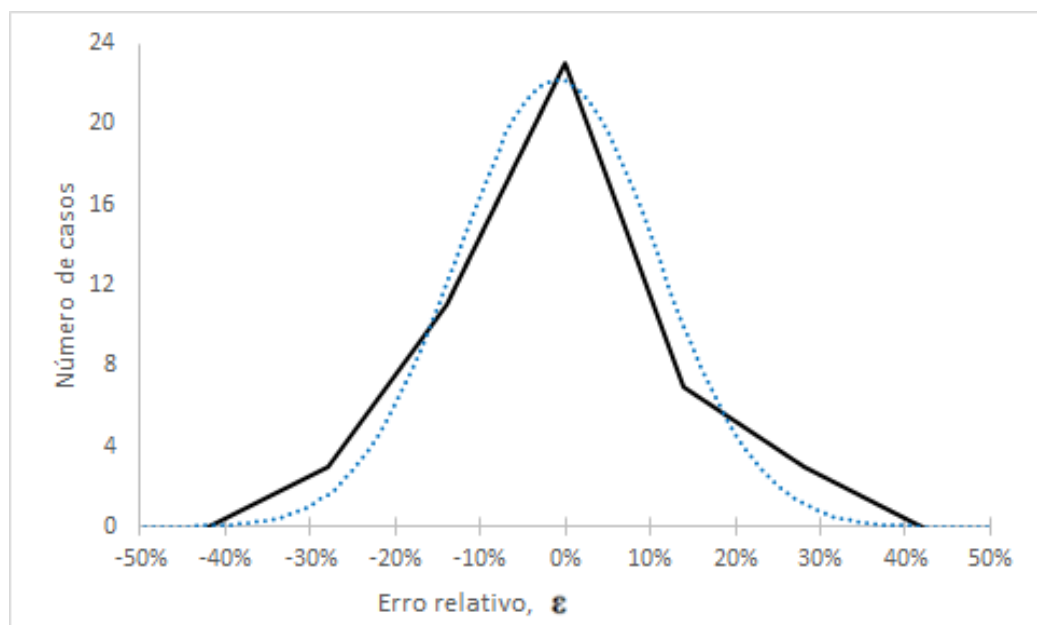


Figura 5.22 – Linha poligonal de ϵ dos cimbres inferiores e curva de Gauss (normal)

De seguida, apresenta-se a e função distribuição empírica e a e função distribuição normal.

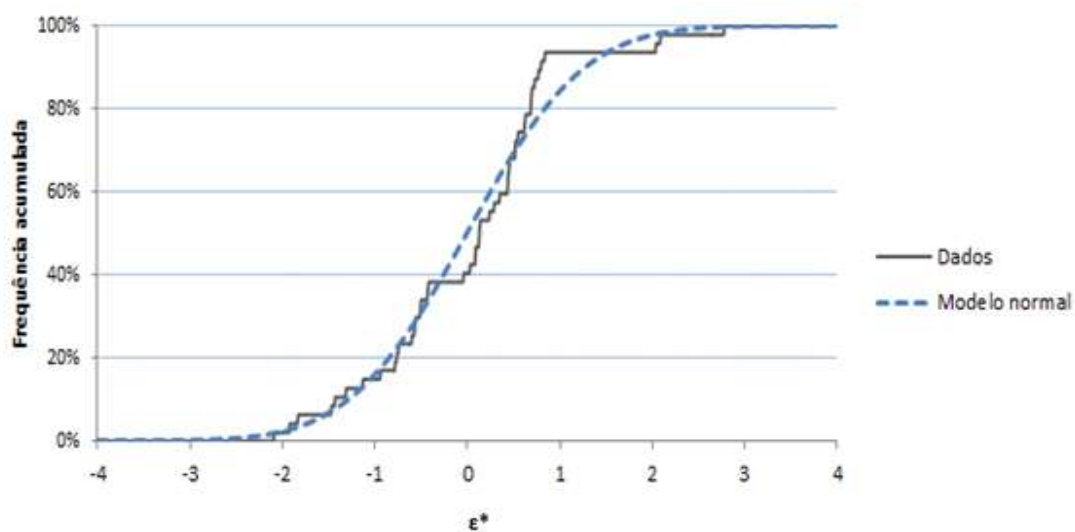
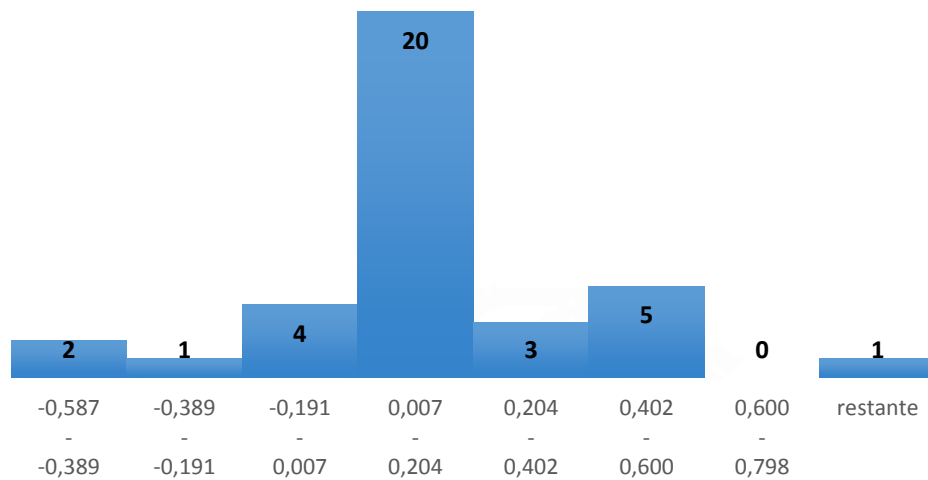


Figura 5.23 – Função distribuição empírica dos cimbres inferiores e função distribuição (modelo normal)

5.4.2.2. Cimbres Superiores

Posteriormente é apresentado o histograma da amostra dos cimbres superiores.

Figura 5.24 – Histograma de ε para os cimbres superiores

Na Figura 5.24 a assimetria não é significativa. Nota-se que o achatamento é positivo, devido ao elevado número de valores extremos em ambas as caudas (e à correspondente maior concentração dos valores no intervalo central), indicativo de uma distribuição não normal *heavy-tailed*.

Em seguida é apresentada a tabela alusiva aos parâmetros estatísticos da amostra dos cimbres superiores, tratados e fornecidos pela empresa BERD.

| Quadro 5.14 – Parâmetros de análise estatística dos cimbres superiores | |
|--|----------------------|
| N | 36 |
| Média \pm Desvio Padrão ($\bar{x} \pm s$) | 0,1223 \pm 0,2628 |
| Coefficiente de Assimetria \pm erro padrão, ($\eta \pm \sigma_\eta$) | -0,1267 \pm 0,3925 |
| Coefficiente de Achatamento ($c \pm \sigma_c$) | 1,8339 \pm 0,7681 |
| Teste de Kolmogorov-Smirnov | p = 0,263 |

De acordo com a média (Quadro 5.14) para os cimbres superiores os valores teóricos têm alguma tendência a sobrestimar os valores registados em obra.

Em relação ao coeficiente de assimetria, sendo um valor negativo quer dizer que o pico se desloca para direita, contrariamente à curva definida pelos cimbres inferiores, analisados anteriormente. Já o coeficiente achatamento é positivo querendo isto dizer que o achatamento é maior do que a curva normal teórica, indicativo de uma distribuição não normal *heavy-tailed*.

Apesar da quantidade de valores extremos, o teste de Kolmogorov-Smirnov não leva a rejeitar o modelo normal ao nível de 5%. Vai-se portanto proceder à análise dos dados dos cimbres superiores com recurso a este modelo.

Os valores dos parâmetros são coerentes com a interpretação do histograma (Figura 5.24). Neste caso poderia não acontecer dado o elevado número extremos existentes na amostra.

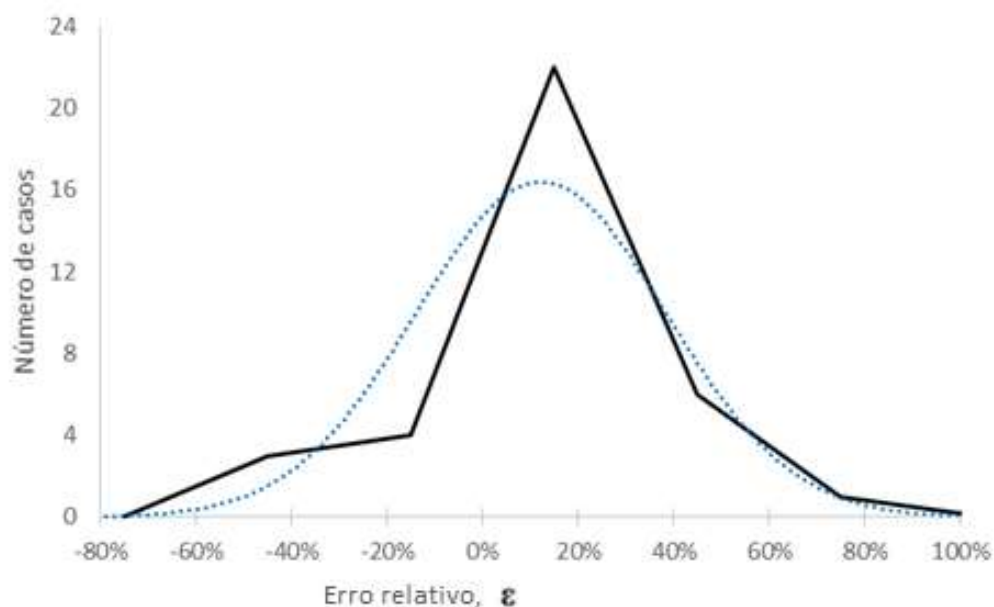


Figura 5.25 - Linha poligonal de ϵ dos cimbres inferiores e curva de Gauss (normal)

Depois disto apresenta-se a curva da função distribuição empírica desta amostra.

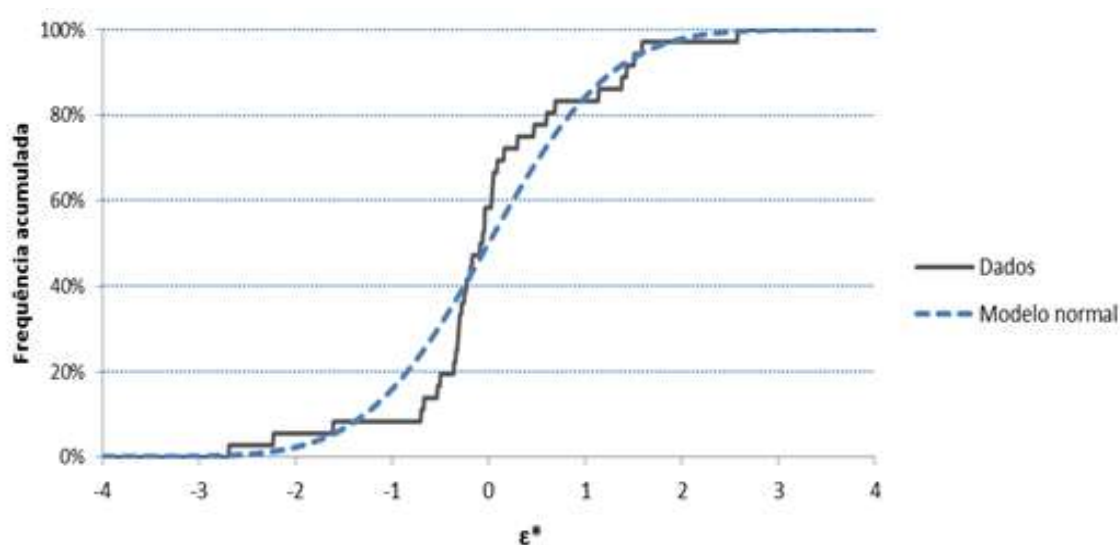


Figura 5.26 - Função distribuição empírica dos cimbres superiores e função distribuição (modelo normal)

5.5. AVALIAÇÃO DE FIABILIDADE

5.5.1. ÍNDICE DE FIABILIDADE ALVO

Dado o funcionamento do sistema OPS, quase todos os níveis de fiabilidade podem ser assegurados. Sendo assim, a decisão da utilização deste sistema baseia-se nas questões económicas necessárias para assegurar esses níveis de fiabilidade.

No entanto, para este estudo teve-se em conta a premissa concetual, que a fiabilidade de uma estrutura dotada do sistema OPS deverá ser equivalente à fiabilidade de uma estrutura semelhante sem este sistema. Desta forma, em caso de colapso assumiu-se que as perdas das vidas humanas são ligeiras (com base em registos de obras idênticas) e que as consequências económicas, sociais e ambientais são medianamente importantes. Assim, e de acordo com a Figura 3.7, a classe de consequência é CC2. Por conseguinte, a classe de fiabilidade é RC2 (Figura 3.6).

Visto que o período de referência dos cimbres são diferentes dos indicados na Figura 3.6, recorreu-se a essa mesma figura e à equação 3.15 para calcular o índice mínimo de fiabilidade a n anos, β_n . Desta forma, e admitindo que o cembre é dimensionado para uma vida útil de 15 anos e, ainda, que apenas metade desse tempo está a funcionar (a outra metade encontra-se em estaleiro), admite-se que o período de referência é 7,5 anos.

Para se efetuar a análise, o índice de fiabilidade alvo, β^T , será igualado ao índice mínimo de fiabilidade (para as classes admitidas), apresentado no quadro seguinte.

Quadro 5.15 – Correspondência da classe de fiabilidade com o índice de fiabilidade a adotar

| Classes de Fiabilidade | Índice Fiabilidade mínimo ($\beta_{7,5}$) |
|------------------------|---|
| RC2 | 4,27 |

Com os índices de fiabilidade definidos, o intuito do estudo é, então, encontrar os valores das variáveis X^* (ver equação 3.11), garantido de forma indireta a fiabilidade estrutural.

Num problema clássico de fiabilidade estrutural são consideradas variáveis do tipo ações e resistências. O objetivo é descobrir o valor limite de uma variável, X , que cumpra a inequação $S \leq R$ para um dado índice de fiabilidade.

Neste estudo a variável aleatória em causa é um valor normalizado dos desvios da força, ε , que compara os valores das forças teóricas e os valores das forças em obra (ver equação 5.1), recorrendo a critérios e a premissas da fiabilidade estrutural clássicas.

Por outras palavras, apesar de se estar a tratar conceitos da fiabilidade estrutural, as variáveis são distintas às utilizadas, genericamente, numa análise de fiabilidade estrutural clássica (resistência e ações). Além disto, a falha, numa análise clássica, é caracterizada unilateralmente ($S \leq R$). No caso do OPS, o colapso pode dar-se por excesso ou défice de força OPS. Ou seja, neste estudo teve que se considerar a falha como bilateral, encontrando valores limites superiores e inferiores, com o objetivo de garantir os índices de fiabilidade (ver subcapítulo 3.3.1), consoante a classe de consequência e de fiabilidade admitidas.

Estatisticamente esta análise é tratada encontrando, igualmente, um valor inferior e superior (simétricos quando tratados na variável padrão, ε^z). Na figura seguinte é demonstrado, esquematicamente, a maneira de se obter estes valores inferiores e superiores ($\varepsilon_{\text{inf}}^*$ e $\varepsilon_{\text{sup}}^*$) para um dado índice de fiabilidade, β^T .

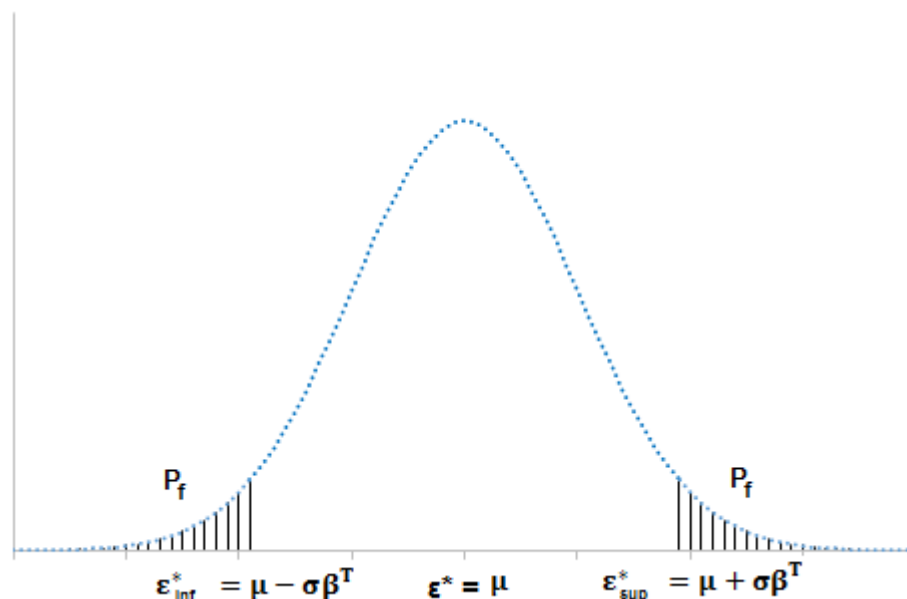


Figura 5.27 – Esquema da determinação dos valores inferiores e superiores de ϵ^*

A zona traçada corresponde à probabilidade de falha bilateral (esquematicamente representada com linhas verticais), P_f , correspondente a um índice de fiabilidade, β^T . A restante zona corresponde à fiabilidade ou probabilidade de sobrevivência, P_s , do sistema (ver subcapítulo 3.4.). Uma vez que, neste estudo, a finalidade é encontrar dois valores, nos quais se garantam os mesmos níveis de fiabilidade, a probabilidade de falha total é encontrada somando as duas probabilidades de falha, relativas ao índice de fiabilidade alvo. Ou seja, $P_f = 2 \times \Phi(-\beta^T)$.

Os valores de ϵ_{inf}^* e de ϵ_{sup}^* são os valores limites de $\epsilon^* < \mu$ e $\epsilon^* > \mu$, respetivamente, que garantem o índice de fiabilidade estipulado. A ultrapassagem destes limites não implica necessariamente o colapso estrutural, pois o sistema OPS está munido de rotinas de controlo capazes de assegurar a segurança em situações anómalas. Em casos extremos é emitido um alerta com o objetivo de avisar a empresa (utilizadora deste sistema) de alguma anormalidade.

5.5.2. RISCO

Uma etapa importante para a caracterização do problema será avaliar o risco. O risco e a segurança são conceitos que “andam” lado a lado e estão intrinsecamente relacionados com a fiabilidade, por isso quanto maior o grau de importância da estrutura, maior deverá ser o índice de fiabilidade, logo menor o risco.

No quadro seguinte é apresentado o risco, calculado pela equação primeiramente desenvolvida por Ferry Borges (equação 2.22).

| Quadro 5.16 – Risco associado ao índice de fiabilidade | |
|--|------------------------|
| Índice Fiabilidade | Risco |
| 4,27 | $8,489 \times 10^{-6}$ |

Pode perceber-se que o risco é muito reduzido (recorde-se que o risco toma valores compreendidos entre 0 e ∞ , ver subcapítulo 2.4.1), ou seja, a margem de segurança é bastante grande. Com isto, percebe-se que o índice de fiabilidade é uma maneira de se garantir que uma estrutura é fiável, para uma falha considerada.

5.5.3. AVALIAÇÃO DA VARIÁVEL

Apresenta-se de seguida o quadro resumo do cálculo de ε^{*z} , para um índice de fiabilidade alvo, β^T .

Quadro 5.17 – Variável ε^{*z} de acordo com o índice de fiabilidade

| Índice Fiabilidade | P_f | Fiabilidade | ε^{*z}_{inf} | ε^{*z}_{sup} |
|--------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 4,27 | $1,951 \times 10^{-5}$ | $9,99980 \times 10^{-1}$ | -4,27 | 4,27 |

Visto que a variável ε^{*z} (Quadro 5.17) encontra-se na forma padrão ($\mu=0$ e $\sigma=1$) foi relativamente simples encontrar ε^{*z}_{inf} e ε^{*z}_{sup} , para um dado β^T , através da equação 3.11 e da Figura 5.27.

5.5.3.1. Fiabilidade dos Cimbres inferiores

Para tratar a fiabilidade estrutural de acordo com a teoria de fiabilidade é usual transformar as variáveis na forma padrão (Quadro 5.17). Porém, é possível transformá-las, novamente na forma de ε^* , como se mostra no quadro seguinte.

Quadro 5.18 – Variável ε^* não padronizada dos cimbres inferiores

| Índice Fiabilidade | ε^*_{inf} | ε^*_{sup} |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|
| 4,27 | -0,514 | 0,495 |

Obteve-se ε^* , multiplicando o valor de ε^{*z} pelo desvio padrão (σ_{ε^*}) e somando o valor médio (μ_{ε^*}).

Atendendo à equação 5.1, pode substituir-se ε por ε^* da seguinte forma:

$$\varepsilon^* = \frac{VF_T - VF_0}{VF_T} \quad (5.2)$$

manipulando a equação anterior, chega-se a:

$$\frac{VF_0}{VF_T} = 1 - \varepsilon^* \quad (5.3)$$

O valor obtido pela equação anterior pode ser percebido como uma relação entre o valor da força expetável em obra e o valor da força teórica. Desta forma, e admitindo que os coeficientes de segurança

são uma relação entre o valor rotura e o valor admissível (ver subcapítulo 3.2.1), denominou-se, de forma análoga, de coeficiente de segurança.

Esta relação baseia-se numa amostra, na qual não existem casos de rotura estrutural (nem nunca se obtiveram esses casos com o sistema OPS). Por isto designar por coeficiente de segurança pode ser inadequado. Nessa lógica, designou-se por coeficiente de tendência de segurança, γ^T , pois indica uma tendência da relação entre a força teórica OPS e a força OPS expetável em obra. Além do mais, o número de casos estudados (amostra) é 47 dados, no caso dos cimbres inferiores, e 36, no caso dos cimbres superiores, o que é relativamente pouco quando comparado com outros estudos de fiabilidade.

Com recurso à equação 5.3, os valores de ε_{inf}^* e ε_{sup}^* originam aos γ_{maj}^T e γ_{min}^T , respetivamente. Ou seja,

$$\gamma_{min}^T = 1 - \varepsilon_{sup}^* \quad (5.4)$$

$$\gamma_{maj}^T = 1 - \varepsilon_{inf}^* \quad (5.5)$$

De seguida, são apresentado os valores dos coeficientes de tendência de segurança, γ^T

Quadro 5.19 – Coeficientes de tendência segurança majorativos e minorativos dos cimbres inferiores

| Índice Fiabilidade | γ_{maj}^T | γ_{min}^T |
|--------------------|------------------|------------------|
| 4,27 | 1,51 | 0,50 |

Para garantir um índice de fiabilidade de 4,27 (Quadro 5.19), o dimensionamento do cilindro deve assegurar no máximo $1,51 \times FV_T$. Por outro lado, a força terá de ser no mínimo de 50% da força teórica obtida pelo cálculo. Então, pelo cálculo e em situações normais, a força real deverá estar compreendido no intervalo $[0,50 \times FV_T ; 1,51 \times FV_T]$.

5.5.3.2. Fiabilidade dos Cimbres Superiores

O procedimento de cálculo adotado nos cimbres superiores foi o mesmo que se adotou nos cimbres inferiores. Apresentam-se em baixo os valores de ε_{ind}^* e ε_{sup}^* .

Quadro 5.20 - Variável ε^* não padronizada dos cimbres superiores

| Índice de Fiabilidade | ε_{inf}^* | ε_{sup}^* |
|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 4,27 | -1,000 | 1,244 |

De seguida, e de acordo com a equação 5.4 e 5.5, apresentam-se os valores dos coeficientes de tendência de segurança, γ^T .

Quadro 5.21 - Coeficientes de tendência segurança majorativos e minorativos dos cimbres superiores

| Índice de Fiabilidade | γ_{maj}^T | γ_{min}^T |
|-----------------------|------------------|------------------|
| 4,27 | 2,00 | -0,24 |

Para garantir um índice de fiabilidade estipulado (Quadro 5.21), o dimensionamento do cilindro deve assegurar no máximo de 200% da força teórica. Por outro lado, a força terá de ser no mínimo de -0.24% da força teórica. Então pelo cálculo e em situações normais, a força real deverá estar compreendido no intervalo $[-0,24 \times FV_T; 2,00 \times FV_T]$.

5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A modelação na engenharia consiste em estabelecer hipóteses matemáticas e físicas com o objetivo de resolver um problema. Ao longo do processo admitem-se, de forma deliberada, simplificações tornando o problema menos complexo. Por consequência, traduz-se num economizar de tempo e monetário e, inevitavelmente, provocando desvios da realidade. Isto, no entanto, não invalida resultados finais menos bons.

Como se pôde constatar, ao longo do estudo foram verificados vários desvios entre os valores provenientes do modelo e os obtidos em obra, concordando com o que foi explicado anteriormente.

Desta maneira, enumeram-se os erros ou imprecisões mais importantes:

1. O modelo admite pressupostos que não acontecem em obra:
 - A sequência de betonagem é feita de forma faseada quer a nível longitudinal, quer ao nível da secção. No programa de cálculo estrutural a modelação longitudinal, apesar de ser feita em quatro fases, ainda assim, não representa concretamente o executado na realidade. A nível da secção considerou-se que esta era betonada de uma vez só, o que não acontece na realidade, pois normalmente betona-se primeiro a parte central (núcleo) e depois as abas;
 - O betão que vai sendo colocado, apoia-se parcialmente no betão anterior que entretanto ganhara resistência;
 - No decorrer da betonagem, quando se atinge a fase de betonar a zona central do vão, o apoio dianteiro tenderia a rodar (caso fosse uma massa fluida). No entanto, o betão colocado ganhara presa, contrariando essa tendência.
2. A imprecisão e a falta de calibração dos equipamentos de medição;
3. A utilização incorreta do sistema OPS;

Estes tipos de imprecisões influenciam diretamente os desfasamentos no tempo (atrasos ou adiantamentos) e as diferenças entre os valores, como mencionado anteriormente. Além disto, estes desfasamentos podem surgir devido a uma particularidade do OPS; este só atua se, nos 4 minutos anteriores, o valor da variável a controlar (neste caso de estudo a flecha) for em média superior ao valor de controlo. Ou seja, conceptualmente haverá, pelo algoritmo de controlo, pelo menos 4 minutos de atraso.

Note-se que as diferenças entre os valores teóricos e os de obra foram maiores quando se tratavam de vãos de extremidade. Isto acontece devido à interferência entre estes vãos e as zonas dos encontros. Todavia, pode perceber-se que os desvios dos instantes e dos valores, não têm relevância suficiente para se tornarem em situações preocupantes.

A análise das forças máximas é de extrema importância, pois conferem o quão desfasado poderão estar os valores das forças de obra, em relação aos valores das forças teóricas. Além disto, é com base nas forças teóricas máximas que o cilindro hidráulico é dimensionado. Ou seja, afetam um bom ou um mau

dimensionamento do cilindro e, por conseguinte, podem aferir um bom ou mau comportamento estrutural.

Contudo, ressalva-se que o facto de a força de obra ultrapassar a força teórica não implica necessariamente o colapso da estrutura. Para isso acontecer, muitos fatores teriam de acontecer ao mesmo tempo, visto que o algoritmo de controlo tem em conta muitas variáveis. Acrescentando a isto, quando está na iminência do colapso, é acionado um alarme informando os manobreadores de alguma anomalia, como foi dito anteriormente.

A nível estatístico, a amostra da análise recaiu num valor que compara, com recurso a premissas e conceitos de fiabilidade, os valores das Forças máximas teóricas e os valores das Forças máximas de obra. O facto de se ter analisado apenas 47 e 36 casos tornou a amostra e a análise pouco robusta, o que nos leva a tirar conclusões que definem um padrão de comportamento, mas nunca conclusões definitivas. Além do mais, casos como o de um vão inicial (junto ao encontro) faz com que os dados referentes a estes vãos resultem em valores extremos e passíveis de melhores análises (mais pormenorizadas). Apesar de escassos em relação aos outros, os dados dos vãos iniciais têm tendência a influenciarem prejudicialmente os resultados.

Na figura seguinte estão representados os diagramas de caixa dos cimbres inferiores e superiores. Nestes podem ser verificados os dados das respetivas amostras que não se encontram compreendidos no diagrama de caixa. Estes são designados pela bibliografia de *outliers* ou valores extremos [7].

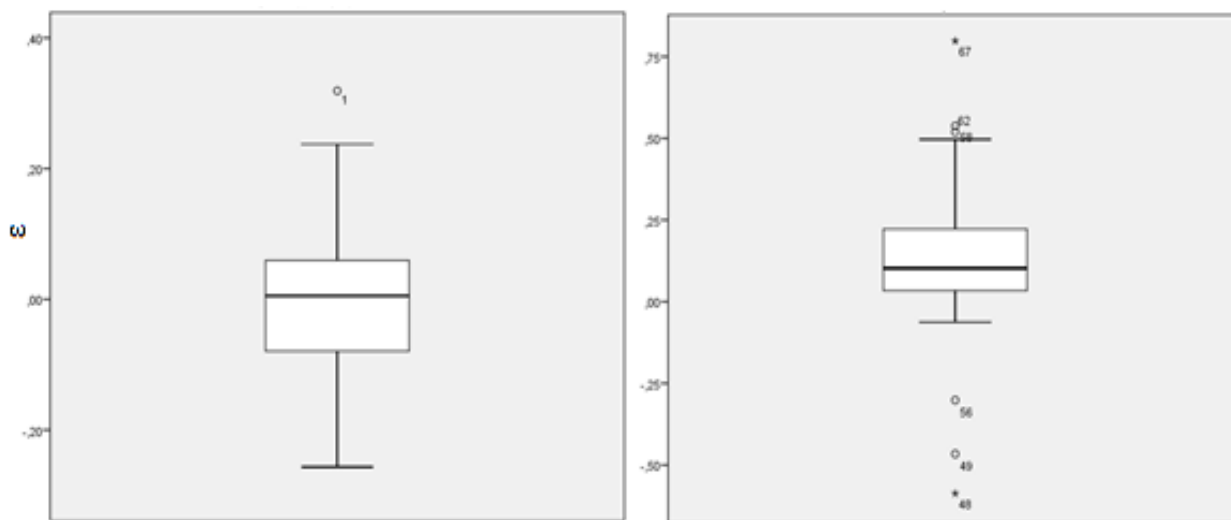


Figura 5.28 – Diagrama de Caixa das amostras dos cimbres inferiores (esquerda) e superiores (direita)

Pode perceber-se que os valores extremos são mais frequentes quando se tratam de cimbres superiores.

Isto acontece, porque os cimbres superiores têm (normalmente) um comportamento mais rígido do que os inferiores, ou seja compatibilizam-se menos com o sistema OPS. Além disso, normalmente, nos cimbres superiores a sequência de betonagem real é executada em duas fases, agravando os problemas descritos anteriormente.

Os regulamentos e as normas relativos ao pré-esforço orgânico são inexistentes. No entanto, para o dimensionamento do sistema OPS (cilindro hidráulico), a empresa BERD recorre a uma análise de expectativa de comportamento (com recurso modelos de cálculo - *valores tóricos*), tal como se fez neste trabalho. A partir desta análise, aplicam-se coeficientes minorativos e majorativos. Estes têm como princípio contornar eventuais divergências entre o comportamento real e o teórico. Os valores dos

coeficientes minorativos variam entre 0,2 e 0,5 e os majorativos entre 1,2 e 1,5. Estes intervalos foram obtidos com base em análises de sensibilidade e estudos empíricos realizados na empresa; são seleccionados consoante uma avaliação de risco e económica. Os coeficientes, ainda, dependem se o método construtivo recorre a cimbres superiores ou inferiores.

Da análise de fiabilidade obteve-se, para os cimbres inferiores, os coeficientes de tendência de segurança mínimo de 0,50 e máximo de 1,51, de acordo com a classes de fiabilidade RC2 (índice de fiabilidade 4,27 – período de referência de 7,5). Para os cimbres superiores, o coeficiente de tendência de segurança minorativo que se obteve foi de -0,24 e majorativo de 2,00, para as mesmas condições dos cimbres inferiores (mesmo índice de fiabilidade e mesmo período de referência).

Sabendo os valores que a empresa BERD utiliza para o dimensionamento deste sistema, conclui-se que nos cimbres inferiores os coeficientes obtidos neste trabalho são aproximadamente pertencentes aos respetivos intervalos. No que se refere aos cimbres superiores, estes possuem coeficientes que não estão compreendidos nos respetivos intervalos.

Além disso, o valor negativo obtido no coeficiente minorativo dos cimbres superiores é um resultado meramente matemático, sem significado físico. Com isto, pode ser dito que a força real nunca será (tendencialmente) inferior à força teórica, ou seja considera-se que o coeficiente minorativo é 0. Este valor é consequência dos valores extremos presentes nesta amostra.

Por outro lado, o valor majorativo de 2,00, pode tornar o dimensionamento algo elevado, o que deve sempre ser tido com cautela e sabendo *a priori* que estes cimbres são muito suscetíveis a obter valores em obra discrepantes dos valores teóricos.

Resumindo, os valores máximos e mínimos (segundo a probabilidade de falha admitida) expectáveis em obra serão tendencialmente os seguintes (Quadro 5.22):

Quadro 5.22 – Valores a obter em obra (tendencialmente)

| | Cimbre Inferiores | | Cimbre Superiores | |
|-----|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | Mínimo | Máximo | Mínimo | Máximo |
| RC2 | $0,50 \cdot VF_T$ | $1,51 \cdot VF_T$ | $0 \cdot VF_T$ | $2,00 \cdot VF_T$ |

6

CONCLUSÃO

6.1. CONCLUSÕES

Durante a realização deste trabalho procurou-se abordar de forma fundamentada os vários aspetos associados à fiabilidade estrutural. A esta associa-se diretamente a segurança estrutural. É uma matéria importante para todos os profissionais da construção, especialmente para os projetistas, que tratam este tipo de questão diariamente.

Normalmente relaciona-se a segurança estrutural ao colapso das estruturas ou a danos irreversíveis. No entanto, este conceito estende-se, às questões relacionadas com o conforto dos utilizadores. No contexto da segurança estrutural, estes acontecimentos representam o que é chamado de falha estrutural e estão relacionados diretamente com os Estados Limites (Último, Serviço e Fadiga), abordados pelos regulamentos e normas. Por outras palavras, a falha é definida, na teoria da fiabilidade, como a ultrapassagem de um Estado Limite.

Na fiabilidade estrutural entende-se que uma estrutura é segura quando a falha não ocorre, de acordo com um grau de confiança ou Probabilidade de Sobrevivência (o oposto de Probabilidade de Falha). Nos regulamentos e nas normas, esta noção é denominada por índice de fiabilidade. Este é definido tendo em conta as consequências (ambientais, económicas, sociais e de perda de vidas humanas) decorrentes da eventual falha.

O propósito deste trabalho foi aplicar os princípios de fiabilidade a uma tecnologia especial – o OPS (Sistema de Pré-Esforço Orgânico). Até aos dias de hoje, os estudos científicos desta tecnologia nunca recaíram numa perspetiva de fiabilidade estrutural, tornando inexistente a documentação regulamentar e normativa alusiva a esta tecnologia. Contudo, houve sempre uma preocupação em relação aos problemas associados à segurança estrutural. Nessa lógica, a empresa BERD (detentora da patente deste Sistema) realizou, ao longo dos anos, estudos empíricos e análise sensibilidade, com vista a tornar o dimensionamento mais adequado. Com isto, este trabalho é importante para o futuro desta tecnologia, pois garante valores padrões, linhas orientadores para possíveis análises mais aprofundadas, bem como para validar (de alguma maneira) os estudos realizados até então.

O OPS foi concebido e pensado para trabalhar como um músculo, ou seja, como um sistema efetor. As principais vantagens são a sua capacidade de adaptar a rigidez consoante as cargas exteriores e o facto de minorar os efeitos contraproducentes do pré-esforço convencional, melhorando os comportamentos das estruturas. Esta tecnologia tem como variáveis de análise a flecha, o curso e a força OPS (sendo a última constituída pela força de posicionamento, força passiva, força ativa e variação da força devido a imprecisões ou falta de calibração do sistema OPS). Nos dias de hoje, o sistema aplica-se apenas à construção de pontes e viadutos com recurso a cimbra autolanzáveis (com OPS superiores ou inferiores).

A análise de fiabilidade recorre a conceitos de estatística e de probabilidade. Nesse sentido, foi necessário obter amostras. Uma delas é a amostra referente à construção dos viadutos com recurso a cimbres autolanzáveis inferiores com OPS (analisada no trabalho), pertencentes à Autoestrada A11 em Bruges, na Bélgica. As outras amostras foram fornecidas e tratadas pela BERD. Estas continham dados de obras semelhantes com recurso a cimbres inferiores e superiores, o que levou a que se tivesse separado os dados relativos aos cimbres inferiores dos relativos aos cimbres superiores, por razões de coerência comportamental (os cimbres inferiores comportam-se de forma diferente dos cimbres superiores).

As incertezas deste estudo foram, predominantemente, as incertezas físicas, de modelação, estatísticas e devido a fatores humanos. O problema associado a estas torna-se relevante, quando a sua interferência nos resultados é grande.

Nesse sentido, o estudo rebateu-se na comparação dos valores das Forças Teóricas com os valores das Forças em Obra e foi admitida como estado limite (falha) a força em obra excessiva ou deficitária da dimensionada, ou seja encontrou-se um limite inferior e um limite superior capaz de garantir níveis de fiabilidades, equivalentes a estruturas convencionais semelhantes, de acordo com as classes de consequência e de fiabilidade referenciadas pelo Eurocódigo 0.

Os regulamentos e as normas conferem coeficientes de segurança (majorativos nas ações e minorativos nas resistências), garantindo os índices de fiabilidade estipulados. Similarmente a estes, procurou-se aferir coeficientes de segurança idênticos aos tratados pelos Eurocódigos. Porém, nestes coeficientes de segurança, o estudo recaiu em valores que representam a grandeza resistência e a grandeza ação, enquanto nesta análise comparou-se valores de cálculo e valores teóricos. Acrescenta-se ainda que, dada a perturbação das incertezas na análise e dado o reduzido campo amostral (porque o sistema OPS teve a primeira utilização em 2005 - Ponte do Rio Sousa), estes foram denominados coeficientes de tendência de segurança.

Concluiu-se, deste estudo, que para os cimbres inferiores os valores dos coeficientes de tendência de segurança mínimos e máximos são 0,50 e 1,51, respetivamente, e são muito próximos dos coeficientes usados normalmente pela BERD. Nos cimbres superiores, os coeficientes de tendência obtidos são, respetivamente, -0,24 (considera-se 0, pois não tem significado físico) e 2,00 e são um pouco diferentes dos usados normalmente. Isto poderá ser consequência da menor compatibilidade deste tipo cembre em relação ao cembre inferior.

Por fim, e respondendo à questão lançada no início documento: Será que o sistema OPS em cimbres autolanzáveis assegura níveis de fiabilidade adequados?

- Uma estrutura dotada do sistema OPS garante praticamente qualquer nível de fiabilidade. Portanto, conclui-se que os cimbres autolanzáveis asseguram os níveis de fiabilidade adequados. Todavia, é necessário fazer-se um correto dimensionamento (principalmente do cilindro). Isto implica aplicar (tendencialmente) os coeficientes aferidos no decorrer deste trabalho, garantindo entre outros, os índices de fiabilidade adequados. Salvaguarda-se, no entanto, que mesmo que os valores teóricos de dimensionamento (majorados ou minorados) sejam ultrapassados, o OPS está dotado de mecanismos de segurança capazes de assegurar a segurança estrutural.

Com isto realça-se que as conclusões deste trabalho não refutam os pressupostos da tecnologia OPS, pelo contrário, apenas realçam-nos.

6.2. ORIENTAÇÕES PARA FUTUROS DE DESENVOLVIMENTOS

Tendo este trabalho um estudo com carácter científico, sugerem-se hipóteses suscetíveis de estudos futuros:

- Avaliar separadamente a fiabilidade de vãos correntes e vãos de extremidade;
- Avaliar a fiabilidade estrutural dos cimbres superiores, com recurso a análises caraterizadoras de valores extremos;
- Avaliar a fiabilidade estrutural apenas da Força Ativa do OPS;
- Avaliar a fiabilidade estrutural do sistema OPS de forma contínua, não apenas os valores máximos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

- [1] PACHECO, Pedro Álvares Ribeiro do Carmo (1999) - Pré-Esforço Orgânico - Um Exemplo de Sistema Efectivo. Universidade do Porto.
- [2] BORGES, J. Ferry; CASTANHETA, M. (1983) - Structural Safety. Lisbon: LNEC.
- [3] NOWAK, Andrzej S.; COLLINS, Kevin R. (2013) - Reliability of structures. Boca Raton [etc.]: CRC Press.
- [4] HENRIQUES, António Abel Ribeiro (1998) - Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural. Porto: [s. n.].
- [5] PORTUGAL. INSTITUTO PORTUGUÊS DA, Qualidade (1990) - Critérios gerais para organismos de certificação de pessoal NP EN 45013: 1990. Monte da Caparica: IPQ.
- [6] FABER, Michael Havbro (2007) - Basics of Structural Reliability. Swiss Federal Institute of Technology ETH, Zürich, Switzerland.
- [7] GUIMARÃES, Rui Campos; CABRAL, José A Sarsfield (1997) - Estatística. Centro. 29: 9.
- [8] TEIXEIRA, A. [et al.] (2012) - Avaliação de coeficientes de segurança para dimensionamento de estacas de betão armado recorrendo a técnicas de fiabilidade. Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL - BE2012.
- [9] SIMÕES, Luís Miguel da Cruz (2008) - Fiabilidade de estruturas. Coimbra: Universidade de Coimbra.
- [10] GUERREIRO, Luís (1999) - Introdução à Fiabilidade de Estrutural- Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica. Instituto Superior Técnico:
- [11] FABER, Michael H (2007) - Risk and safety in civil engineering. Lecture Notes. Swiss Federal Institute of Technology, Zurich.
- [12] FABER, Michael Havbro (2007) - Statistics and Probability Theory. Danish Technical University - Department of Civil Engineering, Denmark.
- [13] HENRIQUES, António Abel Ribeiro; CALHEIROS, Francisco José Lage Campelo; FIGUEIRAS, Joaquim de Azevedo - Modelo de cálculo da fiabilidade estrutural.
- [14] DANIEL, Wayne W (1990) - Applied nonparametric statistics.
- [15] JACINTO, Luciano (Setembro 2012) - Apontamentos de Betão Estrutural I, CAPÍTULO 3 — Segurança e Acções. In Curso de Engenharia Civil. INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA: Setembro 2012.
- [16] MORAIS, Manuel Cabral (2007) - Fiabilidade e Controlo de Qualidade, Notas de apoio - Fiabilidade, Caps. 1-6. Secção de Estatística e Aplicações, Instituto Superior Técnico.
- [17] GULVANESSIAN, H.; CALGARO, J. A.; HOLICKÝ, Milan (2002) - Designers' guide to EN 1990 Eurocode basis of structural design. London: Thomas Telford.
- [18] PACHECO, Pedro Álvares Ribeiro do Carmo (1994) - Soluções da natureza para problemas estruturais. Porto: [s. n.].

- [19] PACHECO, P. [et al.] (2007) - A scaffolding system strengthened with organic prestressing - The first of a new generation of structures. Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE). 17:4. 314-321.
- [20] PACHECO, P. [et al.] (2007) - A tecnologia de Protensão Orgânica - Novas Soluções para a Construção de Pontes de Concreto. Rio de Janeiro, Brasil, 2007. Associação Brasileira de Pontes e Estruturas. [Consult. 12 a 14 de Outubro de 2007].
- [21] SILVA, Raquel Varela da Rocha e (2009) - Pontes em viga caixão em betão armado pré-esforçado com vãos de aproximadamente 100M. Porto: [s. n.].
- [22] BASTOS, Filipe Ferraz (2012) - Cimbres metálicos autolançáveis na construção de tabuleiros de pontes. Faculdade de Ciências e Tecnologia.
- [23] BERD - Cimbre Autolançáveis com OPS. [Consult. Disponível em.
- [24] GUERRA, A. [et al.] - Pré-Esforço Orgânico- Aplicação em Cimbre Autolançáveis- Bases do Projecto Piloto.
- [25] BATISTA, Marco António da Costa Lima (1995) - Análise diferida de pontes construídas tramo a tramo com cimbres autoportantes e autolançáveis. Porto: FEUP.
- [26] REFER - EstruturaseProjetosEspeciais. [Consult. 1/05/2015]. Disponível em.
- [27] PACHECO, Pedro; COELHO, Hugo; RESENDE, André - ACHIEVING HIGH PRODUCTIVITY IN BRIDGE CONSTRUCTION–THE ORGANIC PRESTRESSING IMPACT.
- [28] THOFT-CHRISTENSEN, Palle; BAKER, Michael J (1982) - Structural reliability theory and its applications.
- [29] MOSES, F (1983) - System reliability developments in structural engineering. Structural Safety. 1:1. 3-13. ISSN 0167-4730.
- [30] SØRENSEN, John Dalsgaard; KROON, IB; FABER, MH (1994) - Optimal reliability-based code calibration. Structural Safety. 15:3. 197-208. ISSN 0167-4730.
- [31] MRÁZIK, Augustín; KRIŽMA, Martin (1997) - Probability-based design standards of structures. Structural Safety. 19:2. 219-234. ISSN 0167-4730.
- [32] AGENCY, Ethiopian Standards (1998) - General principles on reliability for structures. Ethiopian: Ethiopian Standards Agency.
- [33] CÂMARA, Filipe Gago da (2001) - Estatística Não Paramétrica- Testes de hipótese e Medidas de Associação. Universidade dos Açores - Departamento de Matemática:
- [34] LUCAS, Cristina (2002) - Apontamentos de OUTLIERS - Conceitos básicos. Escola Superior de Tecnologia de Viseu - Departamento Matemática.
- [35] FABER, MH; SORENSSEN, JD (2002) - Reliability based code calibration. The Joint Committee on Structural Safety, Zurich, Switzerland.
- [36] FABER, MH; STEWARTB, MG (2003) - Risk assessment for civil engineering facilities: critical overview and discussion. Reliability Engineering and System Safety. 80: 173-184.

- [37] ANDRÉ, António Carlos Guerreiro Morgado (2004) - Estudo experimental da aplicação de pré-esforço orgânico num cimbra autolançável em modelo reduzido. Porto: FEUP.
- [38] SCHNEIDER, Jörg (2006) - Introduction to safety and reliability of structures. labse.
- [39] VEIGA, José Miguel Gomes Costa (2008) - Métodos de análise das incertezas na verificação da segurança estrutural em engenharia civil. Porto: [s. n.].
- [40] MORAIS, Pedro Miguel Duarte Mesquita (2008) - Avaliação da fiabilidade estrutural de secções de betão armado sujeitas ao corte. Porto: [s. n.].
- [41] PACHECO, Pedro [et al.] (2009) - Sustainability in bridge construction processes. Clean Technologies and Environmental Policy. 12:1. 75-82. ISSN 1618-954X/1618-9558.
- [42] PACHECO, Pedro [et al.] (2010) - Automation robustness of scaffolding systems strengthened with organic prestressing. Automation in Construction. 19:1. 1-10. ISSN 09265805.
- [43] MATOS, José Nuno Oliveira Almeida Alves de (2010) - Avaliação de fiabilidade estrutural recorrendo a métodos de simulação. Porto: [s. n.].
- [44] APPLETON, Júlio António da Silva (2013) - Estruturas de betão. Amadora: Edições Orion.

Anexos

ANEXO A

VALORES CRÍTICOS DO TESTE KOLMOGOROV-SMIRNOV MODIFICADO POR LILLIEFORS PARA TESTAR A NORMALIDADE

| Dimensão da amostra | Nível de significância (α) | | | | |
|---------------------|-------------------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| n | 0.20 | 0.15 | 0.10 | 0.05 | 0.01 |
| 4 | 0.300 | 0.319 | 0.352 | 0.381 | 0.417 |
| 5 | 0.285 | 0.299 | 0.315 | 0.337 | 0.405 |
| 6 | 0.265 | 0.277 | 0.294 | 0.319 | 0.364 |
| 7 | 0.217 | 0.253 | 0.276 | 0.300 | 0.348 |
| 8 | 0.233 | 0.244 | 0.261 | 0.285 | 0.331 |
| 9 | 0.223 | 0.233 | 0.249 | 0.271 | 0.311 |
| 10 | 0.215 | 0.224 | 0.239 | 0.258 | 0.294 |
| 11 | 0.206 | 0.217 | 0.230 | 0.249 | 0.284 |
| 12 | 0.199 | 0.212 | 0.223 | 0.242 | 0.275 |
| 13 | 0.190 | 0.202 | 0.214 | 0.234 | 0.268 |
| 14 | 0.183 | 0.194 | 0.207 | 0.227 | 0.261 |
| 15 | 0.177 | 0.187 | 0.201 | 0.220 | 0.257 |
| 16 | 0.173 | 0.182 | 0.195 | 0.213 | 0.250 |
| 17 | 0.169 | 0.177 | 0.189 | 0.206 | 0.245 |
| 18 | 0.166 | 0.173 | 0.184 | 0.200 | 0.239 |
| 19 | 0.163 | 0.169 | 0.179 | 0.195 | 0.235 |
| 20 | 0.160 | 0.166 | 0.174 | 0.190 | 0.231 |
| 25 | 0.149 | 0.153 | 0.165 | 0.180 | 0.203 |
| 30 | 0.131 | 0.136 | 0.144 | 0.161 | 0.187 |
| >30 | $\frac{0.730}{\sqrt{n}}$ | $\frac{0.768}{\sqrt{n}}$ | $\frac{0.805}{\sqrt{n}}$ | $\frac{0.886}{\sqrt{n}}$ | $\frac{1.031}{\sqrt{n}}$ |

ANEXO B

ANÁLISE DA BETONAGEM DO VÃO 1

B.1. BETONAGEM VÃO 1

Apresenta-se posteriormente as características da betonagem do primeiro vão no quadro seguinte.

Quadro B.1 - Betonagem Faseada - vão 1

| | | |
|---------------------------|--|------|
| Largura inicial b_0 (m) | | 7,38 |
| Largura final b_0 (m) | | 7,90 |

| Fase | Distância de betonagem (m) | Volume acumulado (m ³) |
|----------------|----------------------------|------------------------------------|
| 1 | 13,50 | 222,9 |
| 2 | 7,50 | 344,9 |
| 3 | 7,50 | 465,8 |
| 4 | 7,15 | 579,9 |
| Σ 35,65 | | |

B.2. VÃO 1 – VIGA DIREITA

Apresentam-se de seguida os dados e respetivas curvas referentes à análise da betonagem do vão 1 da viga direita (VD).

Quadro B.2 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da Viga VD - vão 1

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 65 | 0,0 | 90,5 |
| 1 | 65 | -5,5 | 108,9 |
| 2 | 65 | 14,6 | 158,2 |
| 3 | 65 | 39,5 | 211,3 |
| 4 | 65 | 51,0 | 239,4 |

Quadro B.3 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da Viga VD - vão 1

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 65 | 0,2 | 93,5 |
| 1 | 65 | 3,0 | 96,0 |
| 2 | 65 | 13,1 | 106,0 |
| 3 | 64 | 38,8 | 158,7 |
| 4 | 64 | 41,2 | 162,0 |

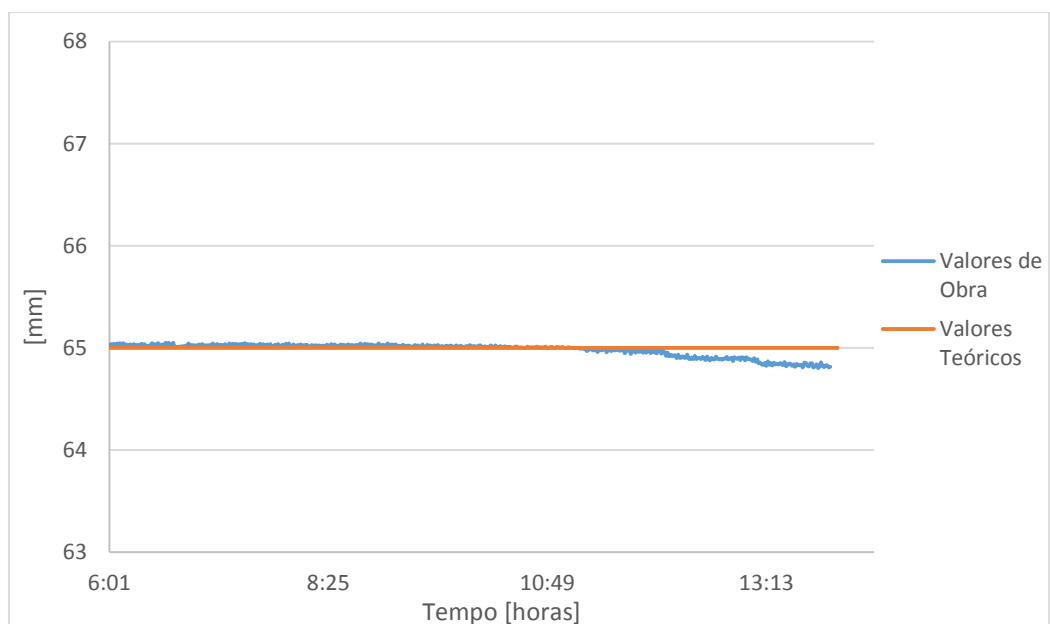


Figura B.1 - Curva do Curso da Viga VD em função do tempo – Vão 1

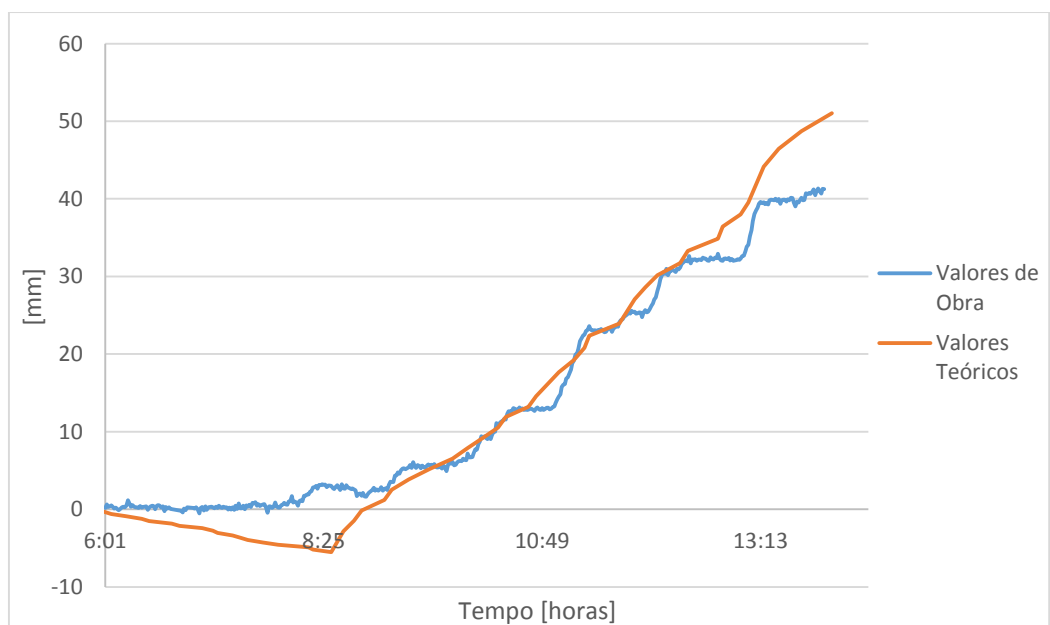


Figura B.2 - Curva do Flecha da Viga VD em função do tempo – Vão 1

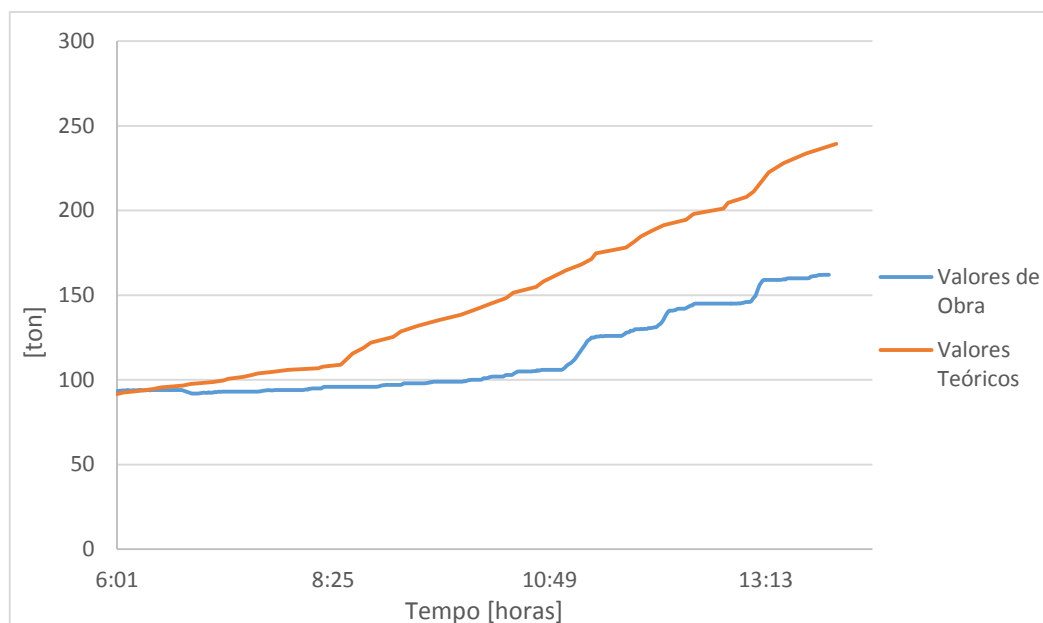


Figura B.3 - Curva da Força da Viga VD em função do tempo – Vão 1

B.3. VÃO 1 – VIGA ESQUERDA

Apresenta-se os dados e respetivas curvas referentes à análise da betonagem do vão 1 da viga esquerda (VE).

Quadro B.4 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da Viga VE - vão 1

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 57 | 0 | 90,4546381 |
| 1 | 57 | -5,5000 | 108,938838 |
| 2 | 57 | 14,5522 | 158,1590 |
| 3 | 57 | 39,5413 | 211,2671 |
| 4 | 57 | 51,0413 | 239,3670 |

Quadro B.5 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da Viga VE - vão 1

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 57 | -1,3 | 86,3 |
| 1 | 57 | -0,3 | 93,0 |
| 2 | 57 | 14,9 | 126,3 |
| 3 | 56 | 39,2 | 176,0 |
| 4 | 56 | 42,7 | 184,0 |

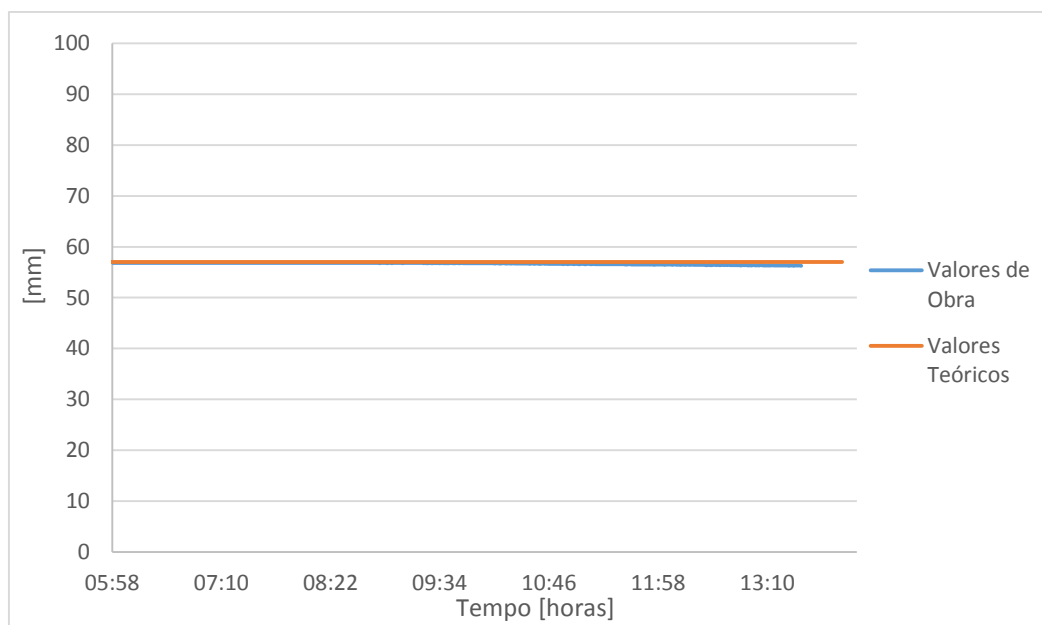


Figura B.4 - Curva do Curso da VE em função do tempo – Vão 1

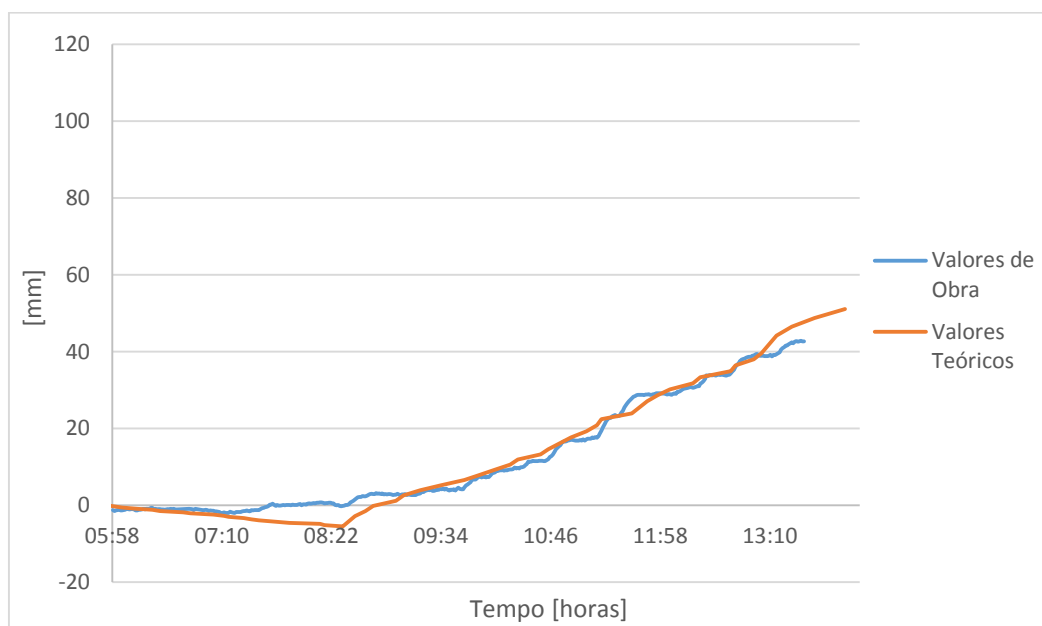


Figura B.5 - Curva da Flecha da VE em função do tempo – Vão 1

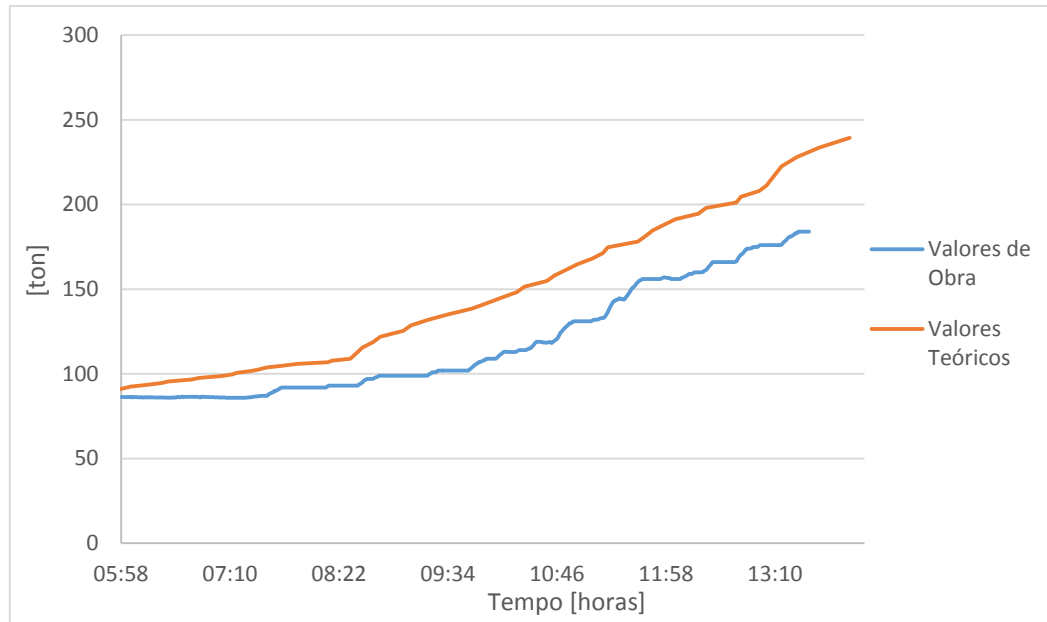


Figura B.6 - Curva da Força da VE em função do tempo – Vão 1

ANEXO C

ANÁLISE DA BETONAGEM DO VÃO 2

C.1. BETONAGEM VÃO 2

Apresenta-se as posteriormente características da betonagem do segundo vão no quadro seguinte.

Quadro C.1 - Betonagem Faseada - vão 2

| Largura inicial b_0 (m) | | 7,90 |
|---------------------------|----------------------------|------------------------------------|
| Largura final b_0 (m) | | 8,43 |
| Fase | Distância de betonagem (m) | Volume acumulado (m ³) |
| 1 | 13,50 | 233,5 |
| 2 | 7,50 | 361,4 |
| 3 | 7,50 | 488,0 |
| 4 | 6,03 | 588,9 |
| Σ 34,53 | | |

C.2. VÃO 2 – VIGA DIREITA

Apresentam-se de seguida os dados e respetivas curvas referentes à análise da betonagem do vão 2 da viga direita (VD).

Quadro C.2 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VD - vão 2

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 28 | 0,0 | 29,9 |
| 1 | 28 | 10,2 | 62,9 |
| 2 | 53 | 0,0 | 169,5 |
| 3 | 100 | 0,0 | 324,2 |
| 4 | 120 | 0,0 | 404,1 |

Quadro C.3 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VD - vão 2

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 28 | 3,0 | 38,0 |
| 1 | 41 | -1,4 | 88,4 |
| 2 | 60 | 0,4 | 140,0 |
| 3 | 117 | 2,2 | 317,0 |
| 4 | 142 | -0,4 | 381,0 |

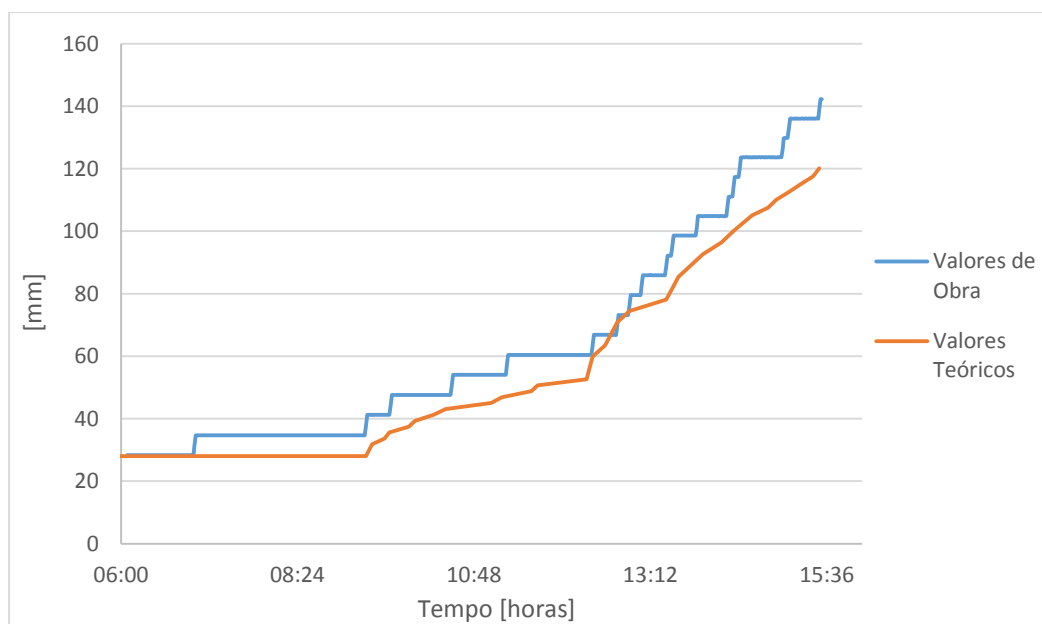


Figura C.1 - Curva do Curso da VD em função do tempo – Vão 2

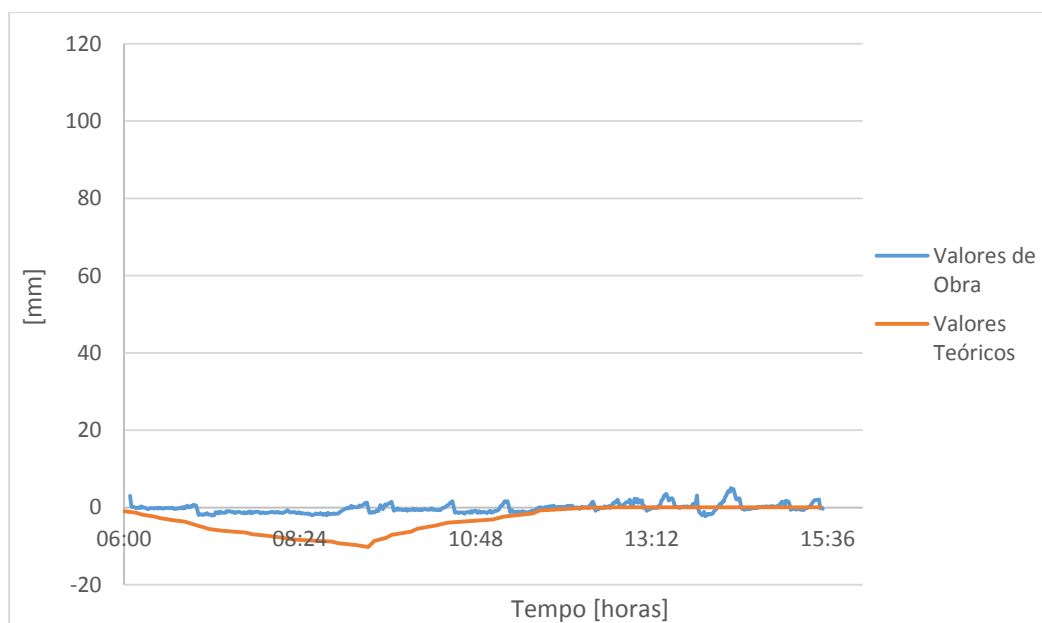


Figura C.2 - Curva da Flecha da VD em função do tempo – Vão 2

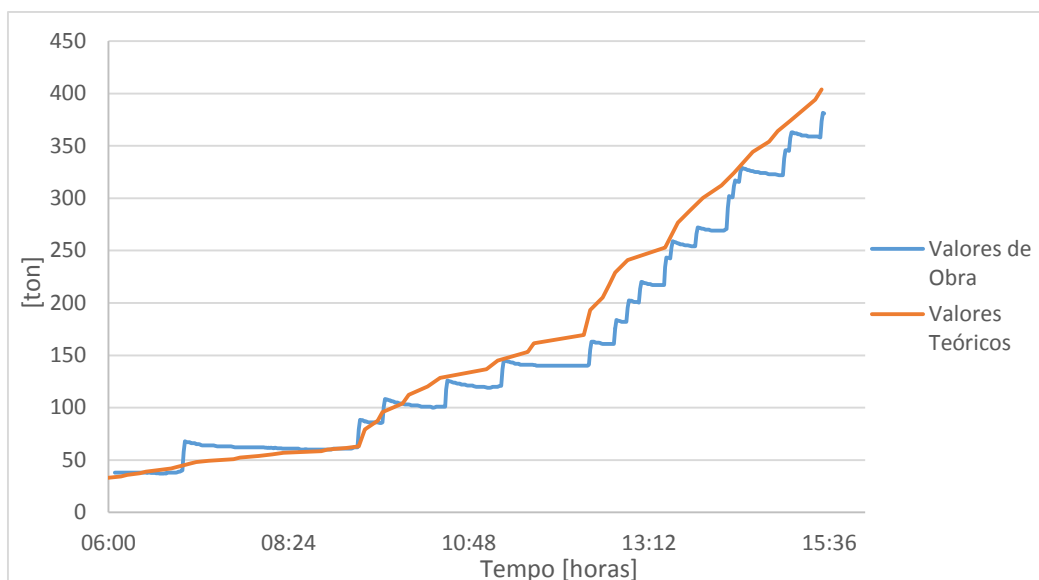


Figura C.3 - Curva da Força da VD em função do tempo – Vão 2

C.3. VÃO 2 – VIGA ESQUERDA

Apresenta-se os dados e respetivas curvas referentes à análise da betonagem do vão 2 da viga esquerda (VE).

Quadro C.4 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da Viga VE - vão 2

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 20,0 | 0,0 | 29,9 |
| 1 | 20,0 | 10,2 | 62,9 |
| 2 | 45,5 | 0,0 | 169,5 |
| 3 | 95 | 0,0 | 324,2 |
| 4 | 116 | 0,0 | 404,1 |

Quadro C.5 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da Viga VE - vão 2

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 20 | 0,1 | 48,1 |
| 1 | 27 | 0,8 | 67,2 |
| 2 | 65 | -1,6 | 178,0 |
| 3 | 103 | 0,9 | 292,4 |
| 4 | 140 | -1,0 | 400,0 |

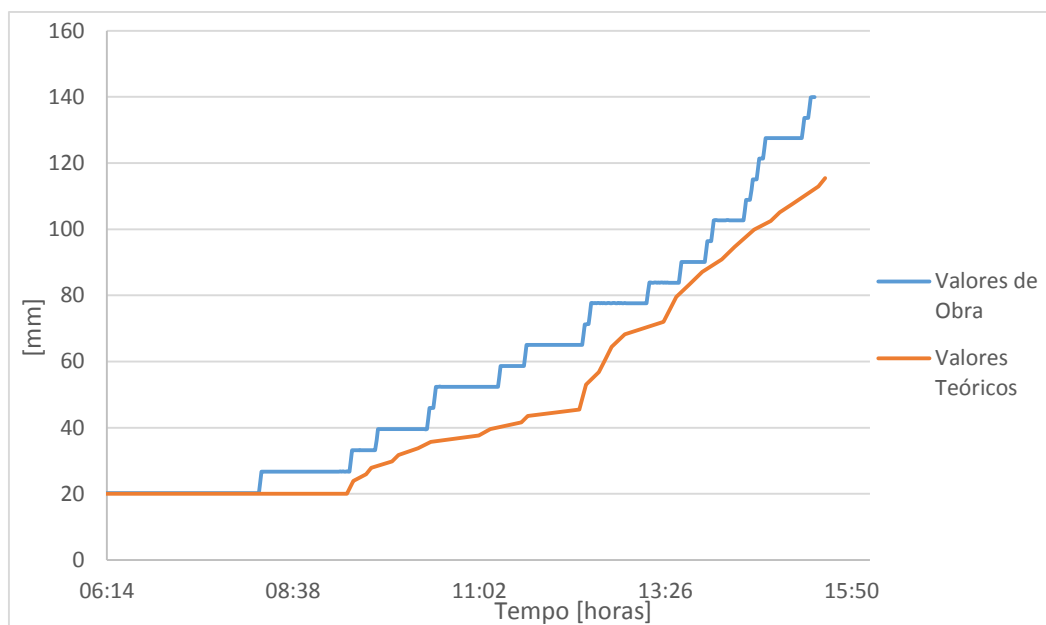


Figura C.4 - Curva do Curso da VE em função do tempo – Vão 2

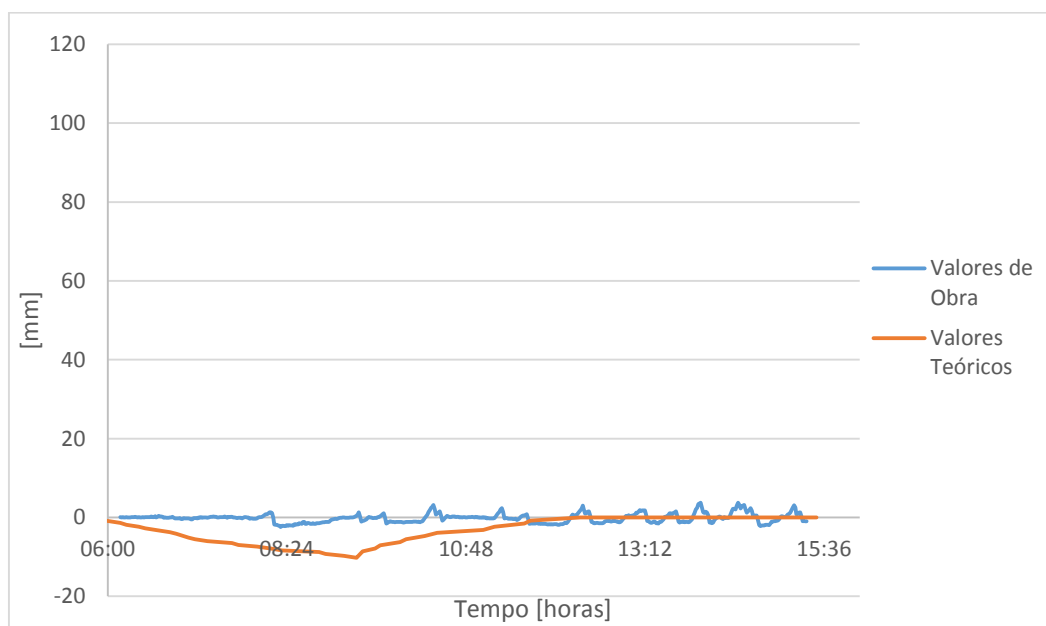


Figura C.5 - Curva da Flecha da VE em função do tempo – Vão 2

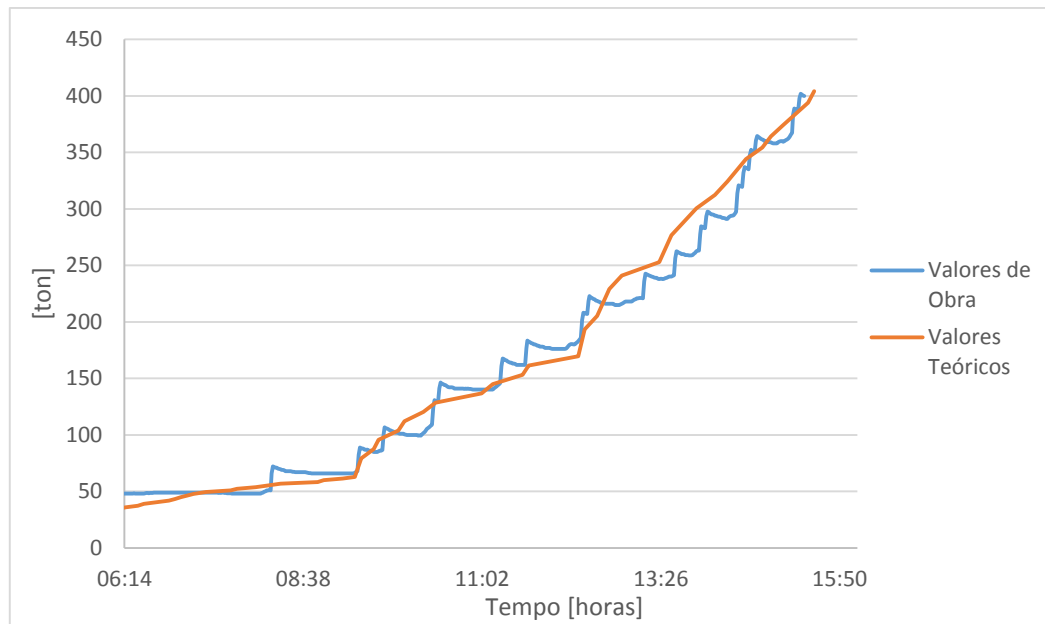


Figura C.6 - Curva da Força da VE em função do tempo – Vão 2

ANEXO D

ANÁLISE DA BETONAGEM DO VÃO 3

D.1. BETONAGEM VÃO 3

Apresenta-se as posteriormente características da betonagem do terceiro vão no quadro seguinte.

Quadro D.1 - Betonagem Faseada - vão 3

| Largura inicial b_0 (m) | | 8,43 |
|---------------------------|----------------------------|------------------------------------|
| Largura final b_0 (m) | | 8,73 |
| Fase | Distância de betonagem (m) | Volume acumulado (m ³) |
| 1 | 13,50 | 240,5 |
| 2 | 7,50 | 373,0 |
| 3 | 7,50 | 504,9 |
| 4 | 6,02 | 610,2 |
| Σ 34,52 | | |

D.1. VÃO 3 – VIGA DIREITA

Apresentam-se de seguida os dados e respetivas curvas referentes à análise da betonagem do vão 3 da viga direita (VD).

Quadro D.2 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VD - vão 3

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 28 | 0,0 | 29,9 |
| 1 | 28 | 10,0 | 63,3 |
| 2 | 54 | 0,0 | 174,7 |
| 3 | 104 | 0,0 | 336,0 |
| 4 | 133 | 0,0 | 433,7 |

Quadro D.3 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VD - vão 3

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 28 | -0,7 | 43,0 |
| 1 | 41 | -0,7 | 88,0 |
| 2 | 92 | 1,3 | 242,6 |
| 3 | 130 | 1,8 | 351,0 |
| 4 | 148 | -1,2 | 399,0 |

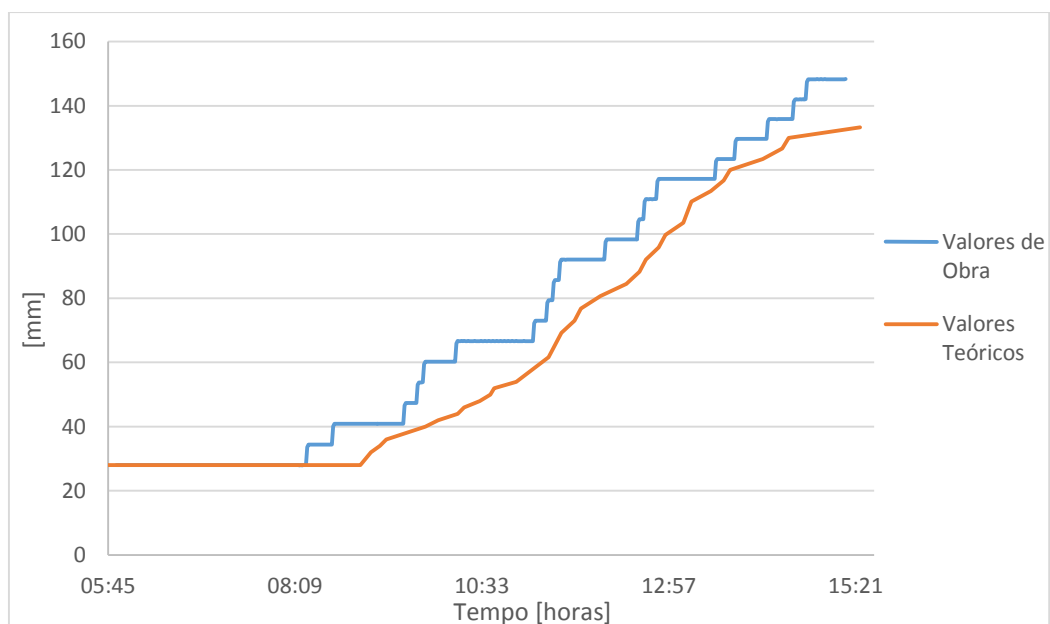


Figura D.1 - Curva do Curso da VD em função do tempo – Vão 3

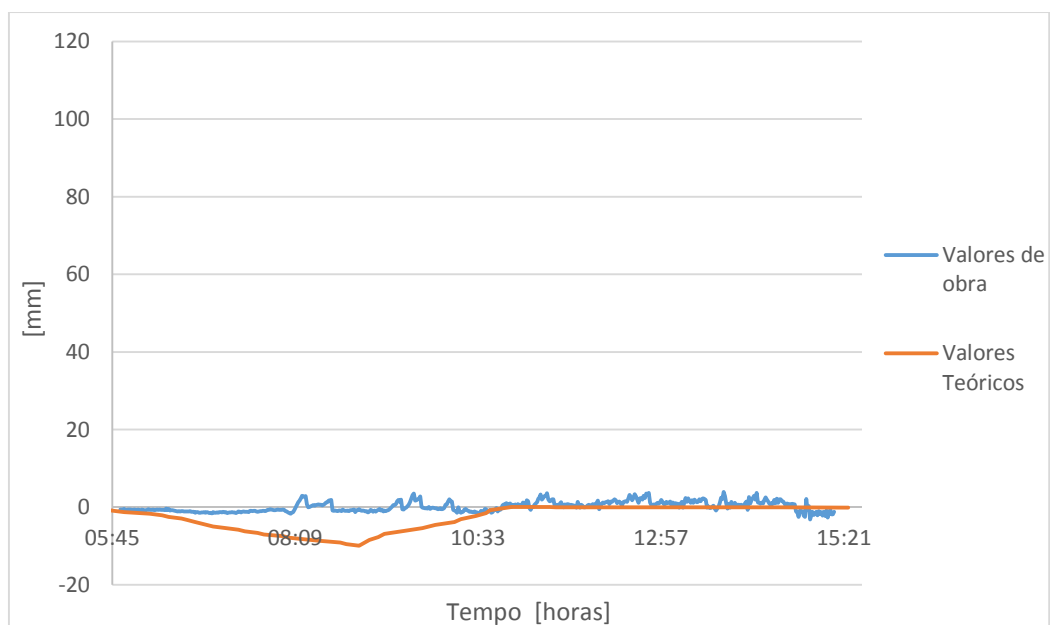


Figura D.2 - Curva da Flecha da VD em função do tempo – Vão 3

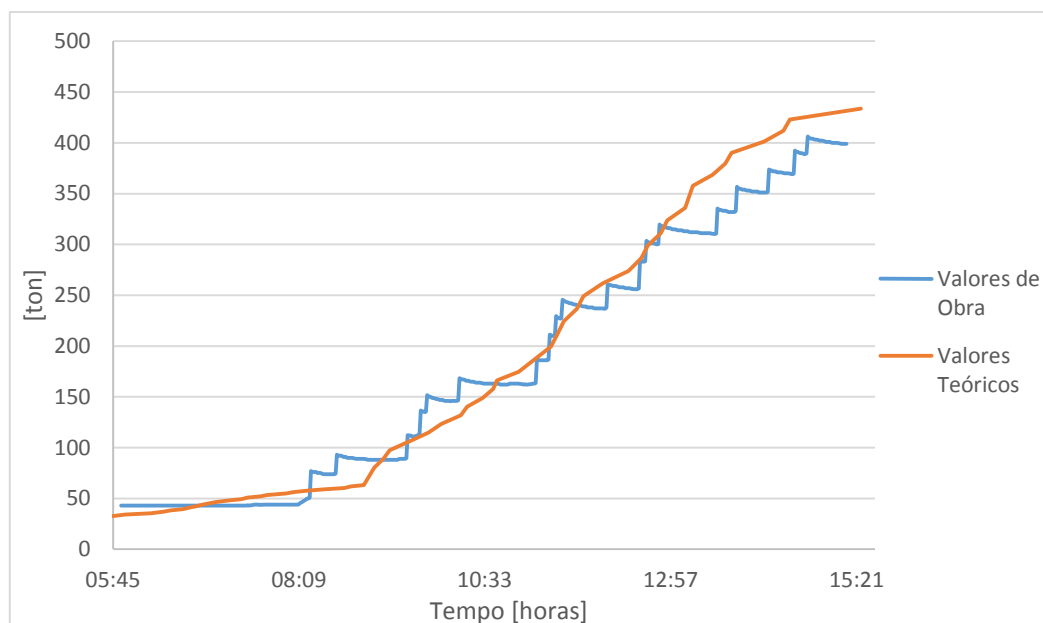


Figura D.3 - Curva da Força da VD em função do tempo – Vão 3

D.2. VÃO 2 – VIGA CENTRAL

Apresenta-se os dados e respetivas curvas referentes à análise da betonagem do vão 3 da viga central (VC).

Quadro D.4 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VEC - vão 3

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 45 | 0,0 | 29,5 |
| 1 | 45 | 3,8 | 53,5 |
| 2 | 82 | 0,0 | 224,4 |
| 3 | 138 | 0,0 | 444,7 |
| 4 | 171 | 0,0 | 579,8 |

Quadro D.5 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VC - vão 3

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 45 | -0,3 | 46,0 |
| 1 | 75 | 0,9 | 157,0 |
| 2 | 128 | -0,4 | 347,0 |
| 3 | 174 | 0,1 | 527,9 |
| 4 | 185 | -1,1 | 570,0 |

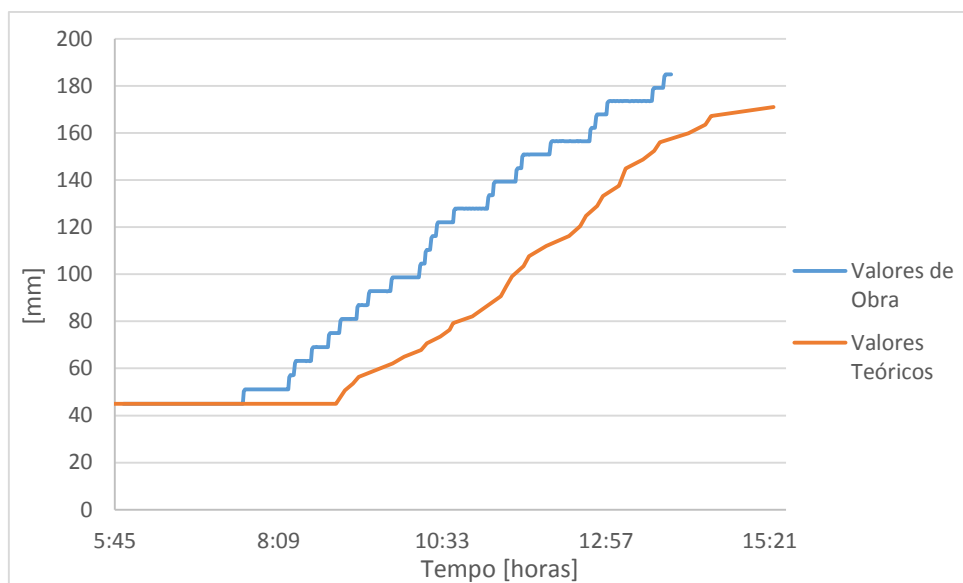


Figura D.4 - Curva do Curso da VC em função do tempo – Vão 3

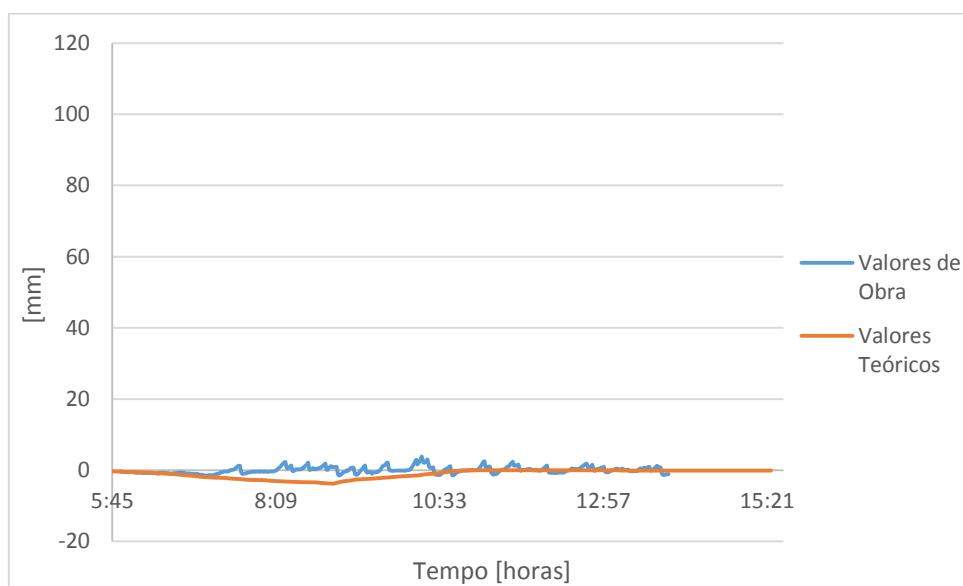


Figura D.5 - Curva da Flecha da VC em função do tempo – Vão 3

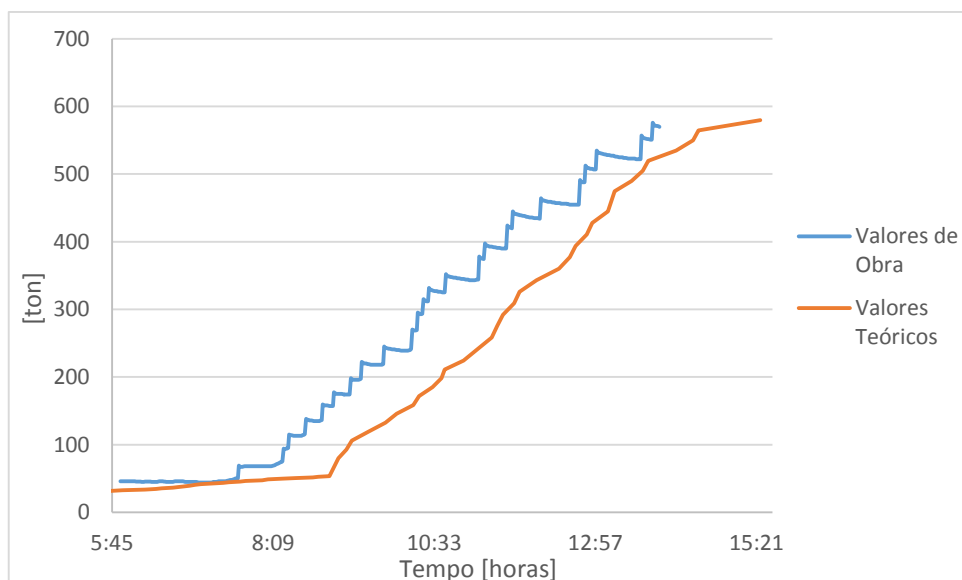


Figura D.6 - Curva da Força da VC em função do tempo – Vão 3

D.3. VÃO 2 – VIGA ESQUERDA

Apresenta-se os dados e respetivas curvas referentes à análise da betonagem do vão 3 da viga esquerda (VE).

Quadro D.6 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VE - vão 3

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 20 | 0,0 | 29,9 |
| 1 | 20 | 10,0 | 63,3 |
| 2 | 47 | 0,0 | 174,7 |
| 3 | 98 | 0,0 | 336,0 |
| 4 | 129 | 0,0 | 433,7 |

Quadro D.7 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VE - vão 3

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 20 | 0,1 | 48,1 |
| 1 | 27 | -0,5 | 66,0 |
| 2 | 52 | 0,1 | 140,6 |
| 3 | 78 | 1,8 | 221,1 |
| 4 | 140 | -0,9 | 397,9 |

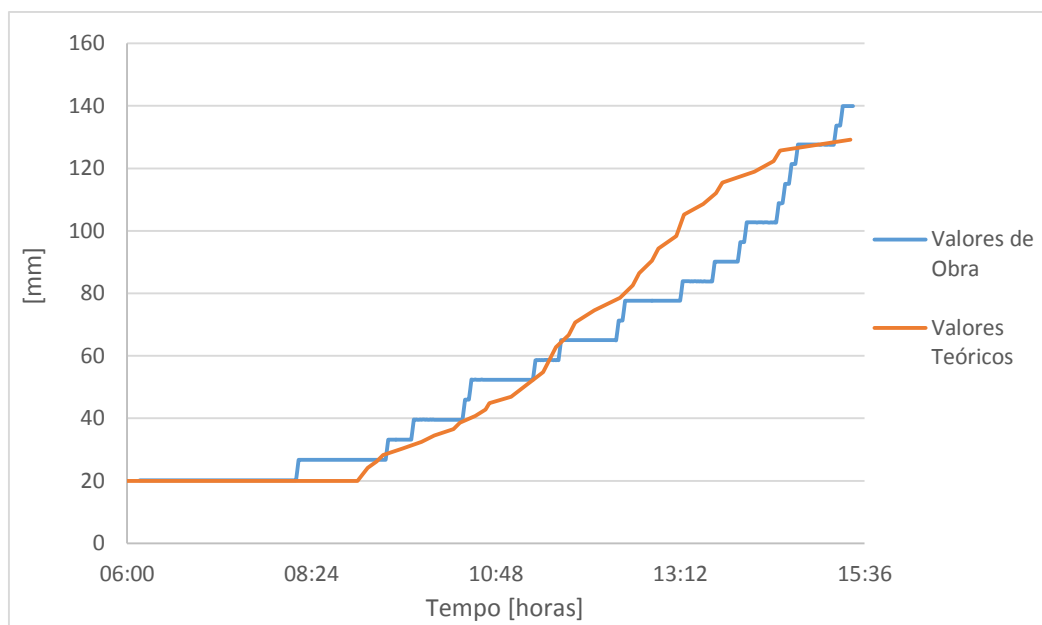


Figura D.7 - Curva do Curso da VE em função do tempo – Vão 3

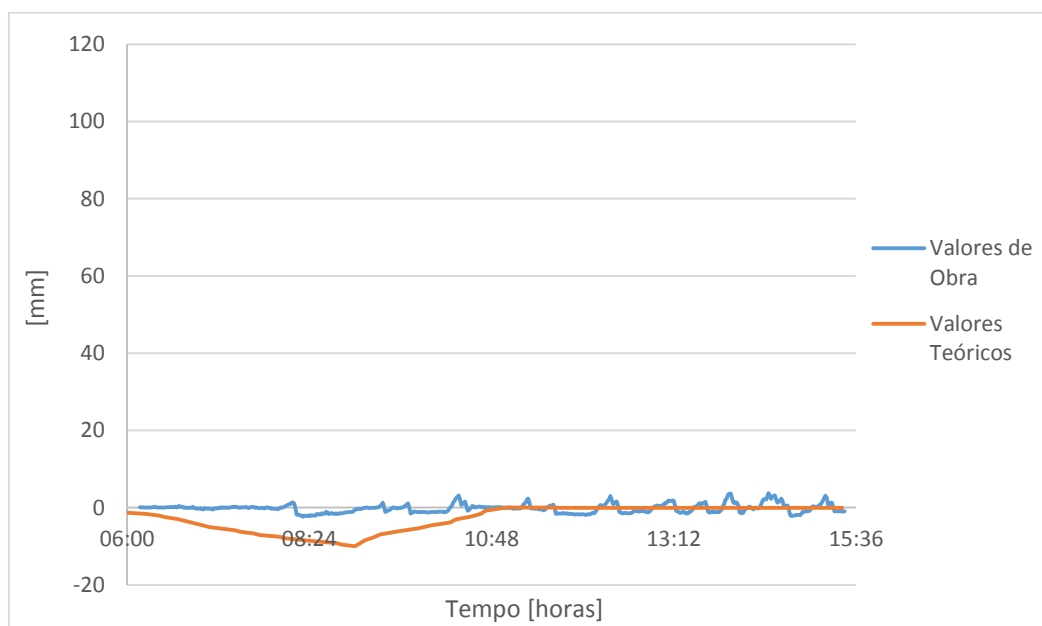


Figura D.8 - Curva da Flecha da VE em função do tempo – Vão 3

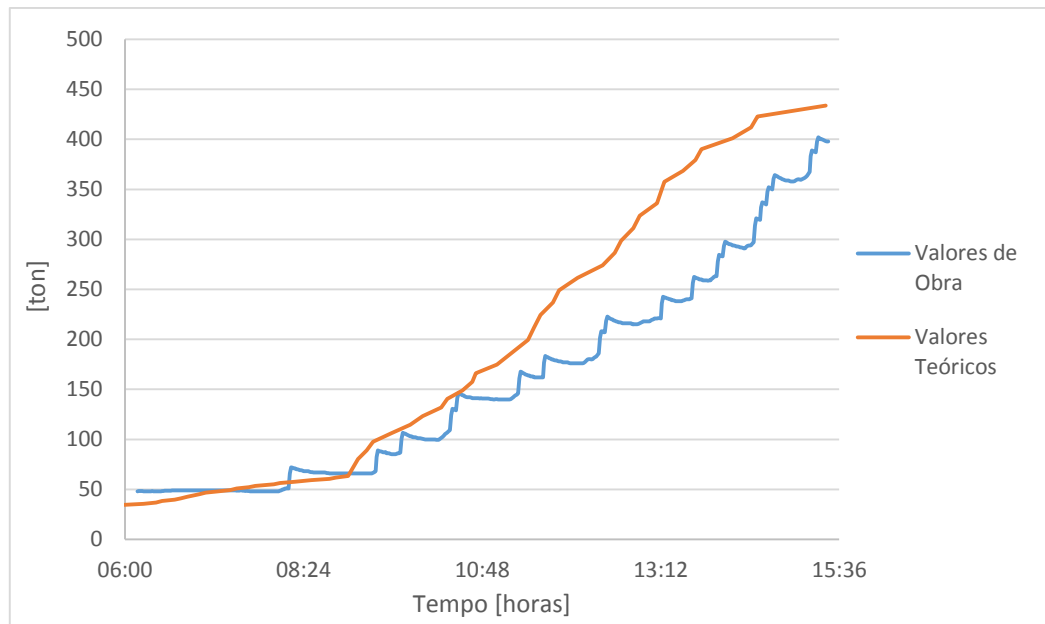


Figura D.9 - Curva da Força da VE em função do tempo – Vão 3

ANEXO E

ANÁLISE DA BETONAGEM DO VÃO 4

E.1. BETONAGEM VÃO 4

Apresenta-se as posteriormente características da betonagem do quart vão no quadro seguinte.

Quadro E.1 - Betonagem Faseada - vão 4

| Largura inicial b_0 (m) | | 8,73 |
|---------------------------|----------------------------|------------------------------------|
| Largura final b_0 (m) | | 8,80 |
| Fase | Distância de betonagem (m) | Volume acumulado (m ³) |
| 1 | 13,50 | 242,8 |
| 2 | 7,50 | 377,5 |
| 3 | 7,50 | 511,9 |
| 4 | 6,02 | 619,8 |
| Σ | | 34,52 |

E.2. VÃO 4 – VIGA DIREITA

Apresentam-se de seguida os dados e respetivas curvas referentes à análise da betonagem do vão 4 da viga direita (VD).

Quadro E.2 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VD - vão 4

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 28 | 0,0 | 29,9 |
| 1 | 28 | 9,9 | 63,4 |
| 2 | 55 | 0,0 | 193,2 |
| 3 | 105 | 0,0 | 341,6 |
| 4 | 135 | 0,0 | 441,3 |

Quadro E.3 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VD - vão 4

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 28 | -0,7 | 39,0 |
| 1 | 40 | -0,4 | 91,7 |
| 2 | 66 | -0,1 | 158,0 |
| 3 | 117 | 0,2 | 311,0 |
| 4 | 154 | -1,8 | 417,0 |

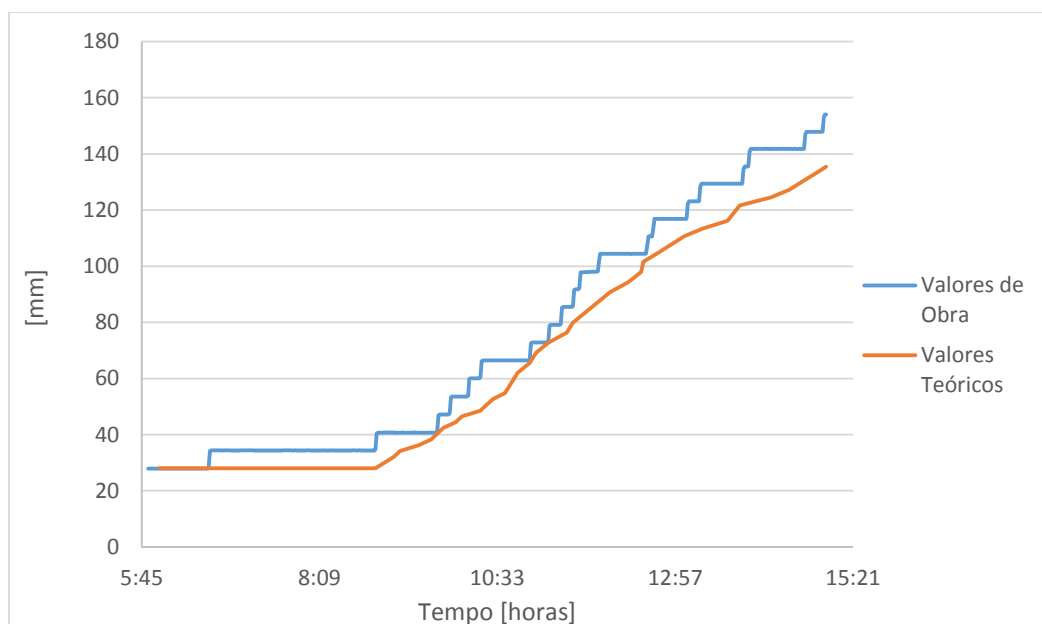


Figura E.1 - Curva do Curso da VD em função do tempo – Vão 4

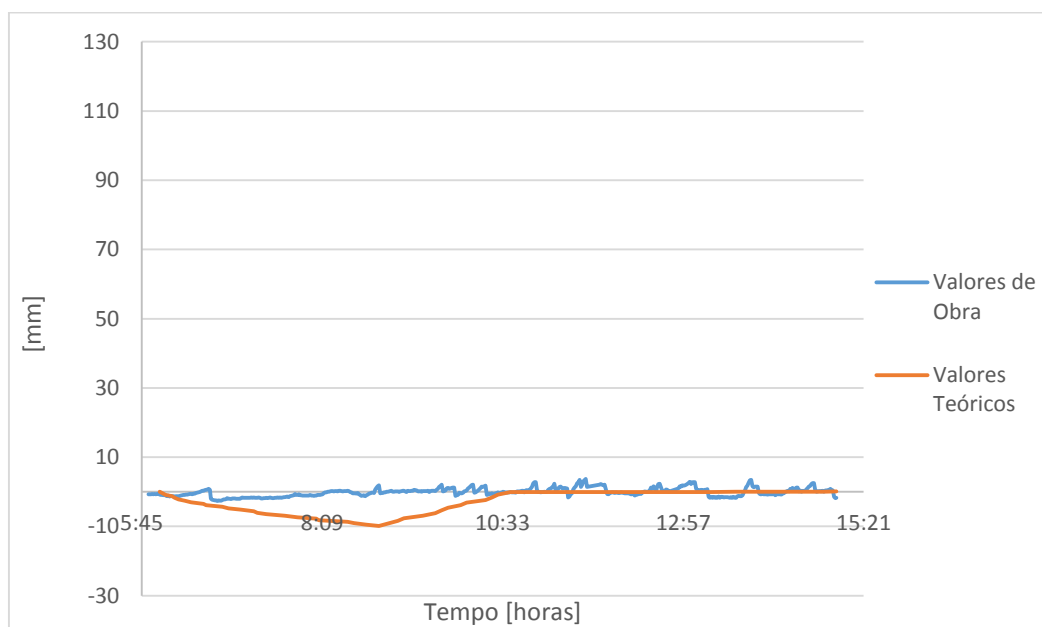


Figura E.2 - Curva da Flecha da VD em função do tempo – Vão 4

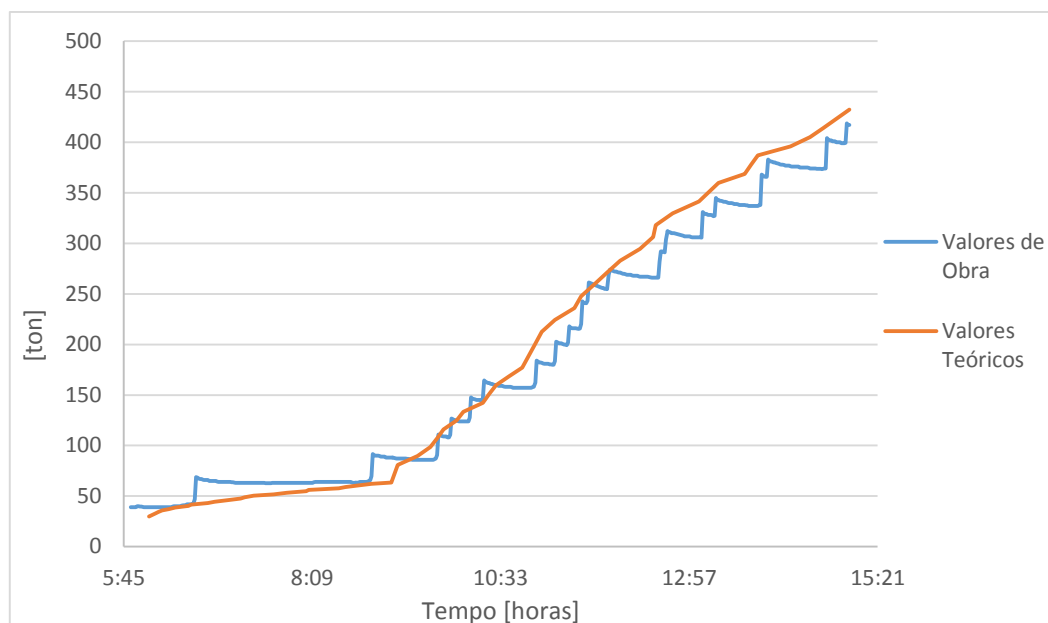


Figura E.3 - Curva da Força da VD em função do tempo – Vão 4

E.3. VÃO 4 – VIGA CENTRAL

Apresentam-se de seguida os dados e respetivas curvas referentes à análise da betonagem do vão 4 da viga Central (VC).

Quadro E.4 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VC - vão 4

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 45 | 0,0 | 29,5 |
| 1 | 45 | 3,7 | 53,8 |
| 2 | 85 | 0,0 | 227,8 |
| 3 | 143 | 0,0 | 453,1 |
| 4 | 179 | 0,0 | 590,6 |

Quadro E.5 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VC - vão 4

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 45 | -1,5 | 44,4 |
| 1 | 69 | -0,2 | 130,5 |
| 2 | 122 | -0,1 | 324,9 |
| 3 | 168 | -1,0 | 500,1 |
| 4 | 185 | -0,5 | 562,4 |

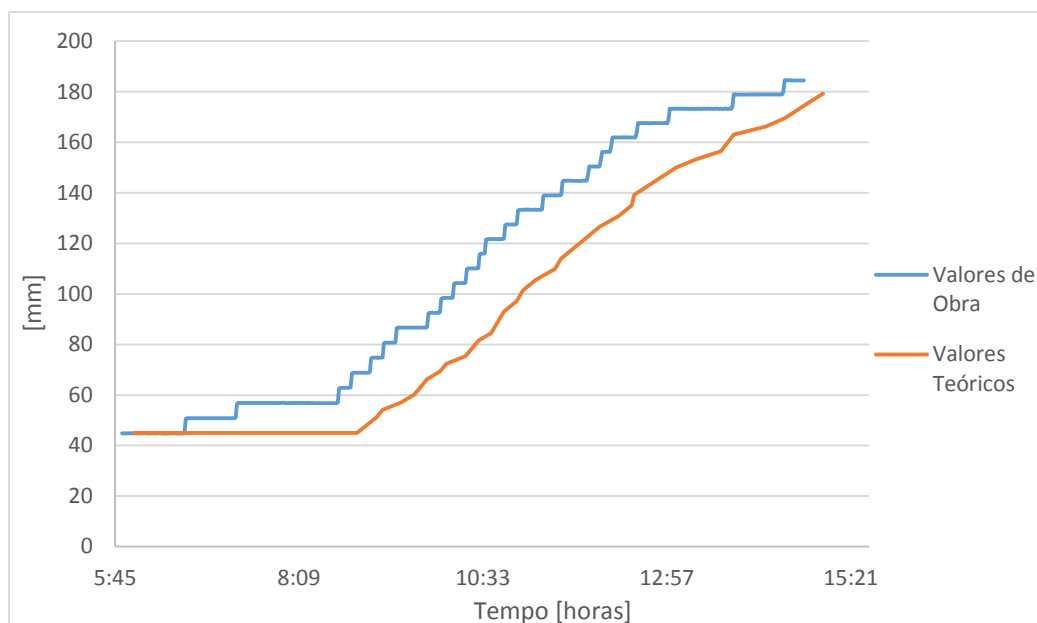


Figura E.4 - Curva do Curso da VC em função do tempo – Vão 4

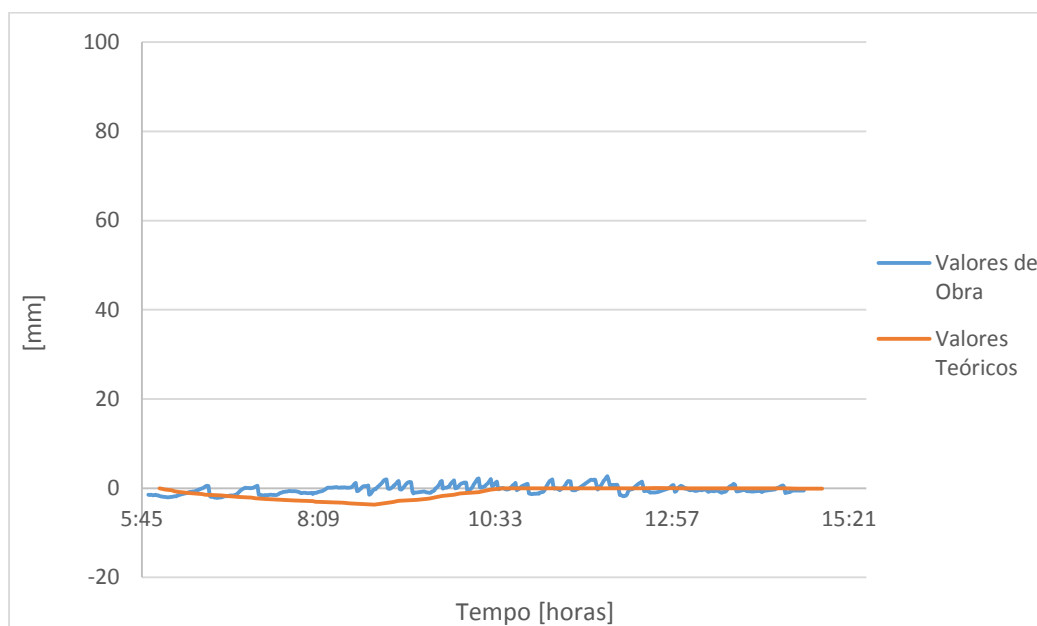


Figura E.5 - Curva da Flecha da VC em função do tempo – Vão 4

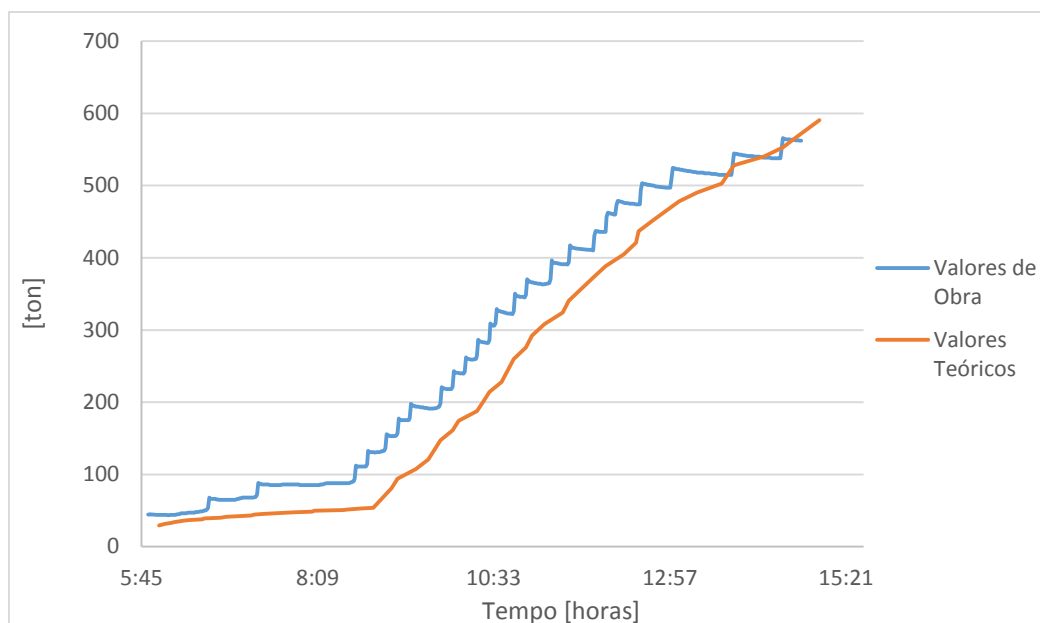


Figura E.6 - Curva da Força da VC em função do tempo – Vão 4

E.4. VÃO 4 – VIGA ESQUERDA

Apresentam-se de seguida os dados e respetivas curvas referentes à análise da betonagem do vão 4 da viga esquerda (VE).

Quadro E.6 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VE - vão 4

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 20 | 0,0 | 29,9 |
| 1 | 20 | 9,9 | 63,4 |
| 2 | 48 | 0,0 | 177,2 |
| 3 | 100 | 0,0 | 341,6 |
| 4 | 131 | 0,0 | 441,3 |

Quadro E.7 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VE - vão 4

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 20 | -0,7 | 48,0 |
| 1 | 20 | -0,3 | 54,0 |
| 2 | 52 | 3,3 | 156,6 |
| 3 | 96 | 7,1 | 289,0 |
| 4 | 152 | -0,5 | 435,5 |

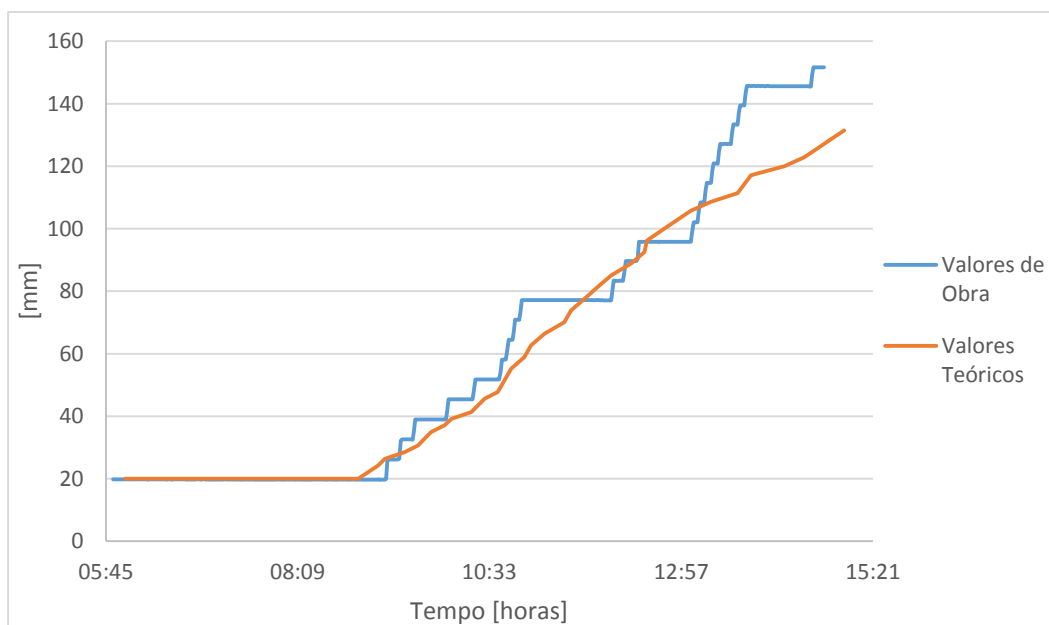


Figura - E.7 - Curva do Curso da VE em função do tempo – Vão 4

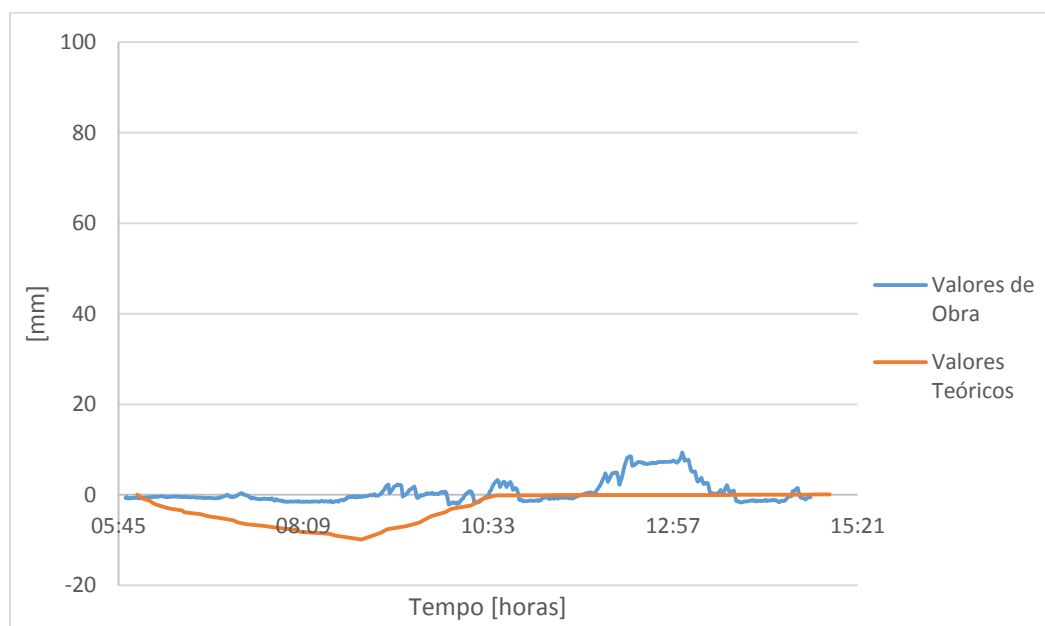


Figura E.8 - Curva da Flecha da VE em função do tempo – Vão 4

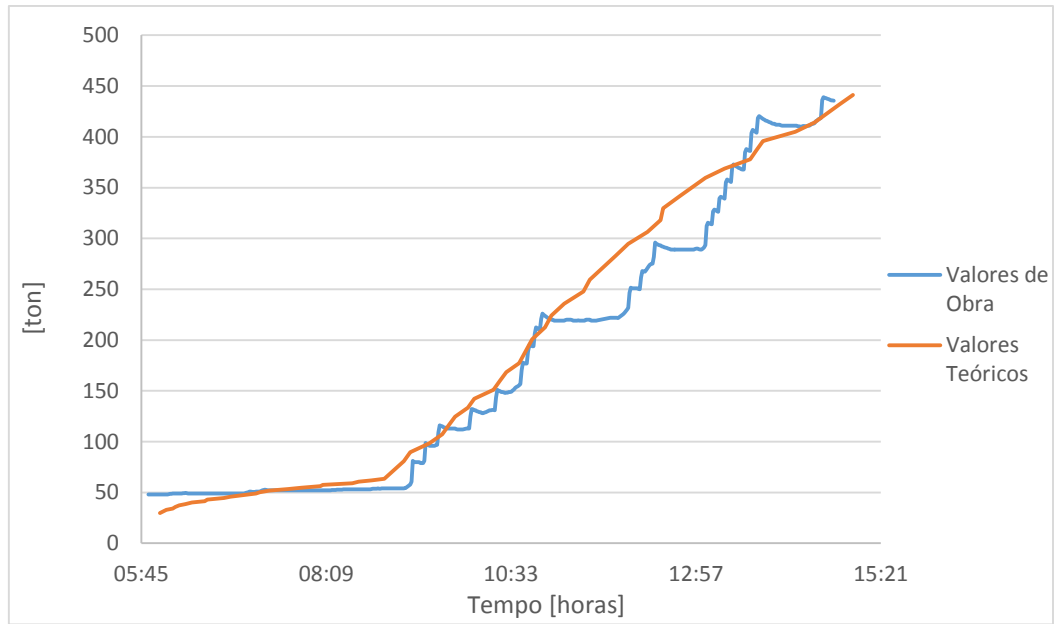


Figura E.9 - Curva da Força da VE em função do tempo – Vão 4

ANEXO F

ANÁLISE DA BETONAGEM DO VÃO 5

F.1. BETONAGEM VÃO 5

Apresenta-se posteriormente as características da betonagem do quinto vão no quadro seguinte.

Quadro F.1 - Betonagem Faseada - vão 1

| Largura inicial b_0 (m) | | 8,80 |
|---------------------------|----------------------------|------------------------------------|
| Largura final b_0 (m) | | 8,80 |
| Fase | Distância de betonagem (m) | Volume acumulado (m ³) |
| 1 | 13,50 | 243,0 |
| 2 | 7,50 | 378,1 |
| 3 | 7,50 | 513,2 |
| 4 | 6,02 | 621,6 |
| Σ | | 34,65 |

F.2. VÃO 5 – VIGA DIREITA

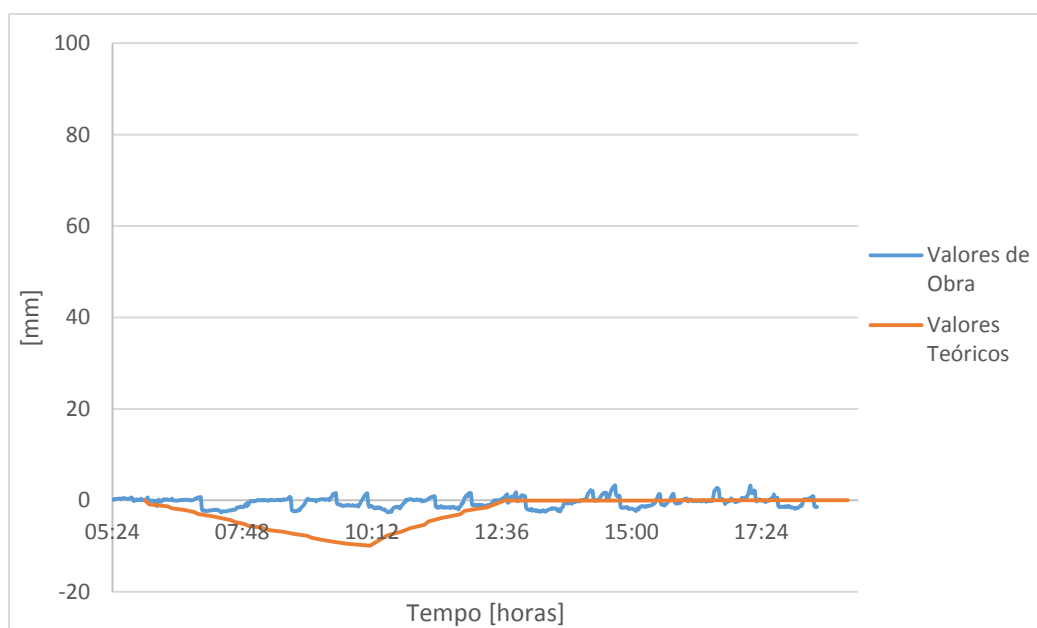
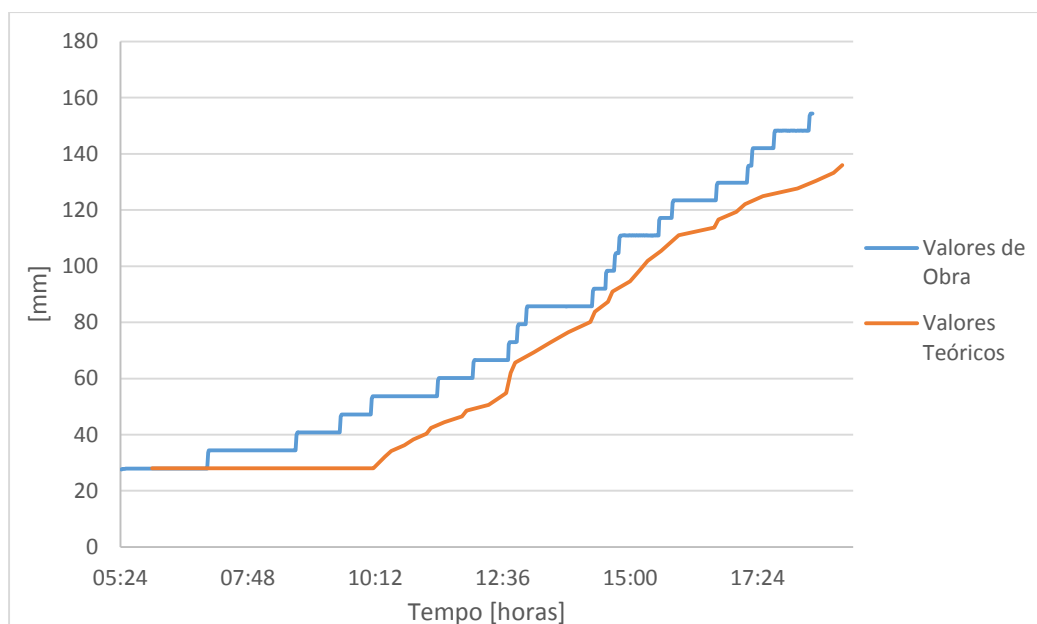
Apresentam-se de seguida os dados e respetivas curvas referentes à análise da betonagem do vão 5 da viga direita (VD).

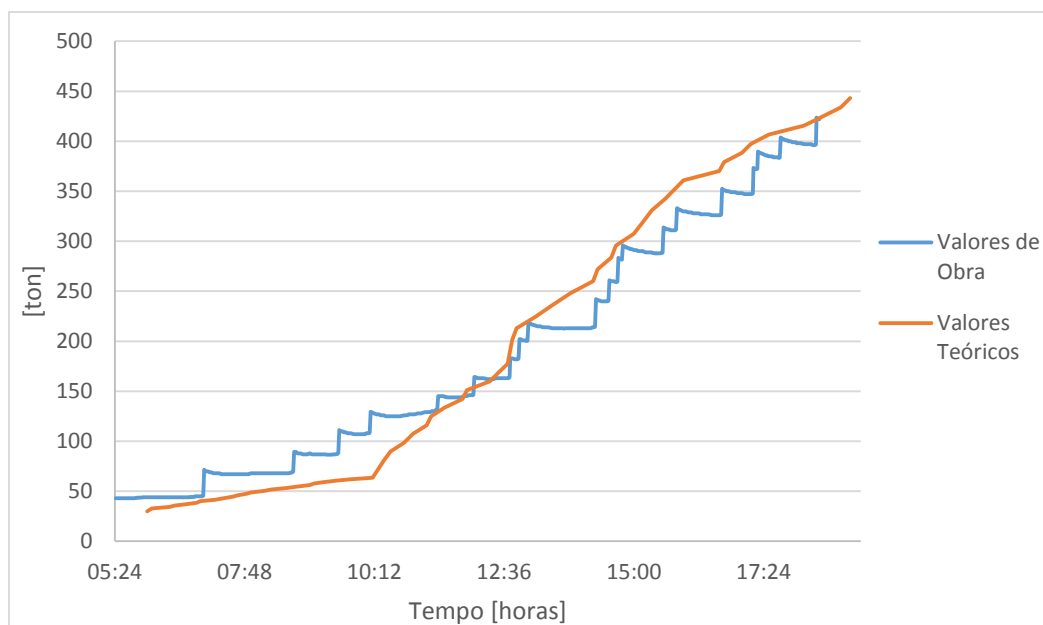
Quadro F.2 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VD - vão 5

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 28 | 0,0 | 29,9 |
| 1 | 28 | 9,9 | 63,5 |
| 2 | 55 | 0,0 | 177,5 |
| 3 | 105 | 0,0 | 342,7 |
| 4 | 136 | 0,0 | 443,1 |

Quadro F.3 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da Viga VD - vão 5

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 28 | 0,1 | 43,0 |
| 1 | 47 | -1,1 | 107,0 |
| 2 | 67 | 1,1 | 163,0 |
| 3 | 111 | 1,5 | 288,2 |
| 4 | 154 | -1,5 | 421,9 |





F.3. VÃO 5 – VIGA CENTRAL

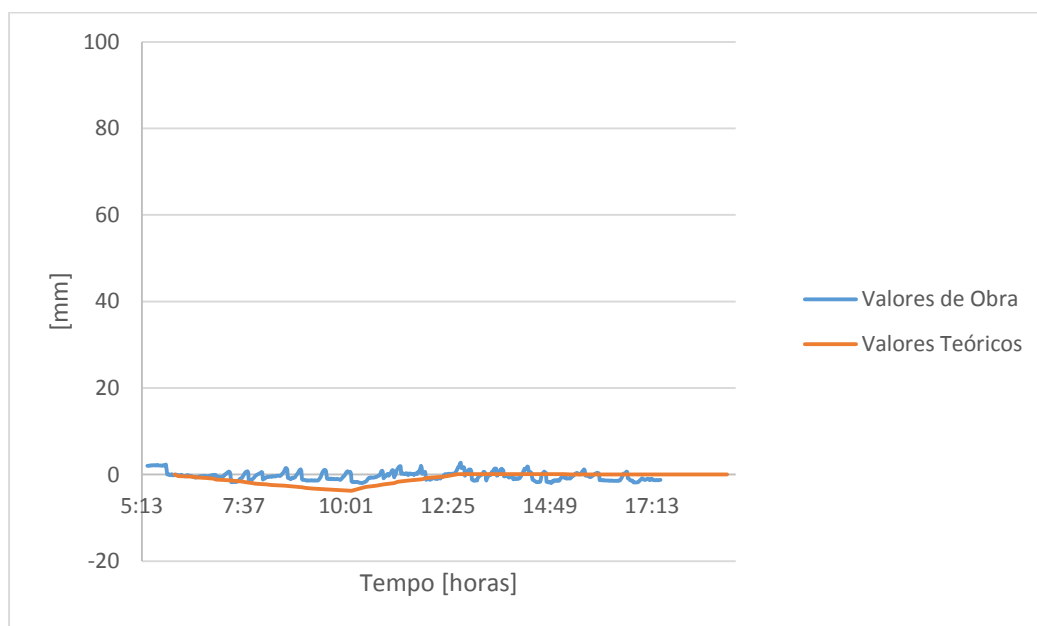
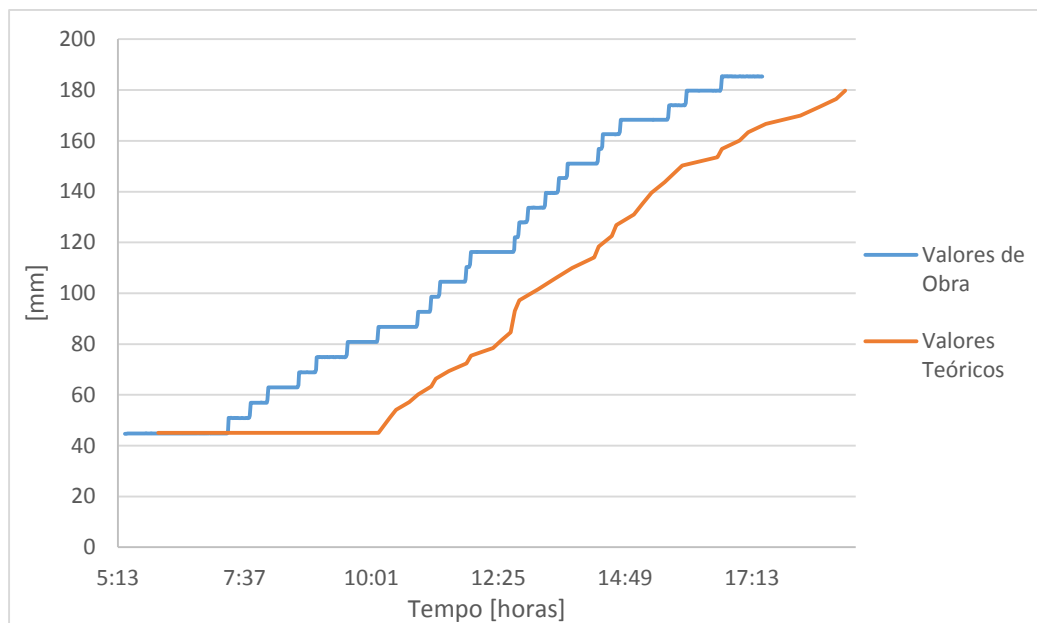
Apresentam-se de seguida os dados e respetivas curvas referentes à análise da betonagem do vão 5 da viga Central (VC).

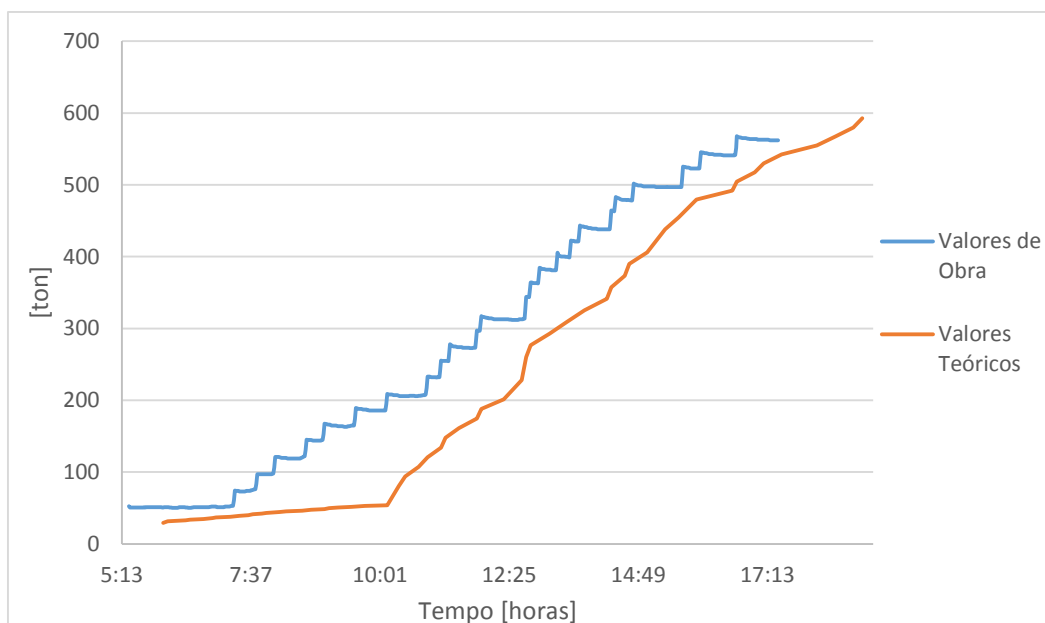
Quadro F.4 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VC - vão 5

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 45 | 0,0 | 29,5 |
| 1 | 45 | 3,7 | 53,9 |
| 2 | 85 | 0,0 | 228,1 |
| 3 | 144 | 0,0 | 454,4 |
| 4 | 180 | 0,0 | 592,6 |

Quadro F.5 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VC - vão 5

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 45 | 2,0 | 52,3 |
| 1 | 81 | -0,9 | 186,0 |
| 2 | 116 | 1,8 | 313,0 |
| 3 | 168 | 0,0 | 497,0 |
| 4 | 185 | -1,2 | 562,0 |





F.4. VÃO 5 – VIGA ESQUERDA

Apresentam-se de seguida os dados e respetivas curvas referentes à análise da betonagem do vão 5 da viga esquerda (VE).

Quadro F.6 - Análise da Betonagem Faseada do Valores Teóricos da VE - vão 5

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 20 | 0,0 | 29,9 |
| 1 | 20 | 9,9 | 63,5 |
| 2 | 48 | 0,0 | 177,5 |
| 3 | 100 | 0,0 | 342,7 |
| 4 | 132 | 0,0 | 443,1 |

Quadro F.7 - Análise da Betonagem Faseada do Valores de Obra da VE - vão 5

| Fase | Curso (mm) | Flecha (mm) | Força (ton) |
|----------------|------------|-------------|-------------|
| Posicionamento | 20 | 2,1 | 64,0 |
| 1 | 27 | 0,3 | 75,3 |
| 2 | 59 | -0,9 | 74,0 |
| 3 | 109 | -2,3 | 171,4 |
| 4 | 153 | 1,9 | 251,0 |

